



PROYEK AKHIR TERAPAN – RC 6599

MODIFIKASI BENTANG FLYOVER KERTOSONO MENGUNAKAN STRUKTUR BETON PRATEGANG

Nanda Septa Abdillah
NRP. 3116 040 522

Dosen Pembimbing I
R. Buyung A.A, ST., MT.
NIP. 19740203 200212 1 002

Dosen Pembimbing II
Ir. Ibnu Pudji Rahardjo, MS.
NIP. 19600105 198603 1 003

PROGRAM STUDI DIPLOMA TEKNIK INFRASTRUKTUR SIPIL
Fakultas Vokasi
Institut Teknologi Sepuluh Nopember
Surabaya 2017



PROYEK AKHIR TERAPAN – RC 6599

MODIFIKASI BENTANG FLYOVER KERTOSONO MENGUNAKAN STRUKTUR BETON PRATEGANG

Nanda Septa Abdillah
NRP. 3116 040 522

Dosen Pembimbing I
R. Buyung A.A, ST., MT.
NIP. 19740203 200212 1 002

Dosen Pembimbing II
Ir. Ibnu Pudji Rahardjo, MS.
NIP. 19600105 198603 1 003

PROGRAM STUDI DIPLOMA TEKNIK INFRASTRUKTUR SIPIL
Fakultas Vokasi
Institut Teknologi Sepuluh Nopember
Surabaya 2017



FINAL APPLIED PROJECT – RC 6599

MODIFICATION SPANS OF KERTOSONO FLYOVER USING PRESTRESSED CONCRETE STRUCTURE

Nanda Septa Abdillah
NRP. 3116 040 522

Supervisor I
R. Buyung A.A, ST., MT.
NIP. 19740203 200212 1 002

Supervisor II
Ir. Ibnu Pudji Rahardjo, MS.
NIP. 19600105 198603 1 003

DIPLOMA CIVIL INFRASTRUCTURE ENGINEERING STUDY PROGRAM
Faculty of Vocations
Sepuluh Nopember Institute of Technology
Surabaya 2017

LEMBAR PENGESAHAN

MODIFIKASI BENTANG FLYOVER KERTOSONO MENGUNAKAN STRUKTUR BETON PRATEGANG

Tugas Akhir Terapan

Diajukan Untuk Memenuhi Salah Satu Syarat Memperoleh Gelar
Sarjana Teknik Terapan

Pada

Bidang Studi Bangunan Transportasi
Program Studi Diploma Teknik Infrastruktur Sipil

Fakultas Vokasi
Institut Teknologi Sepuluh Nopember

Oleh:

Mahasiswa

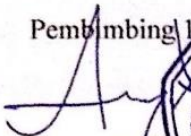


Nanda Septa Abdillah
3116 040 522

Disetujui oleh pembimbing tugas akhir terapan :

Surabaya, Juli 2017

Pembimbing 1



R. Buyung A. A.

NIP. 19740203 200212 1 002

Pembimbing 2



Dr. Ibnu Rahardjo, MS.

NIP. 1960105 198603 1 003

02 AUG 2017

MODIFIKASI BENTANG FLYOVER KERTOSONO MENGUNAKAN STRUKTUR BETON PRATEGANG

Nama Mahasiswa : Nanda Septa Abdillah
NRP : 3116 040 522
Jurusan : Program Studi Diploma Teknik
Infrastruktur Sipil
Fakultas Vokasi – ITS
Dosen Pembimbing I : R. Buyung A. A, ST., MT.
NIP : 19740203 200212 1 002
Dosen Pembimbing II : Ir. Ibnu Pudji Rahardjo, MS.
NIP : 19600105 198603 1 003

ABSTRAK

Kebutuhan akan sarana transportasi kian meningkat sehingga proyek pembangunan *fly over* juga dituntut untuk diselesaikan secepat mungkin. Desain dengan menggunakan sistem beton prategang menjadi solusi yang tepat karena proses pelaksanaannya dapat lebih cepat dan lebih kuat. *Fly over* Kertosono yang dibangun untuk menghubungkan Kabupaten Nganjuk, Kabupaten Kediri dan Kabupaten Jombang merupakan *fly over* yang dibangun dengan menggunakan struktur beton prategang dengan bentang sebesar 30,6m; 35,6m; dan 40,6m. Panjang total *fly over* Kertosono kurang lebih adalah 375 m, dengan lebar 18 m sampai dengan 24 m..

Fly over Kertosono didesain ulang menggunakan struktur balok prategang *dapped end* dengan bentang 45,6 meter. Pada bagian pondasi didesain menggunakan pondasi tiang bor. Pada perencanaan eksisting, *fly over* Kertosono di desain menggunakan 9 buah pilar sedangkan pada modifikasi rencana *fly over* dengan balok I Girder 45,6 m hanya membutuhkan 7 buah pilar. Maka terdapat penghematan atau pengurangan dalam segi

penggunaan pilar. Dengan demikian dapat dibandingkan biaya pembangunan *fly over* eksisting dengan modifikasi yang direncanakan.

Kata kunci : Flyover, Balok Prategang, Pasca Tarik.

MODIFICATION SPANS OF KERTOSONO FLYOVER USING PRESTRESSED CONCRETE STRUCTURE

Student : Nanda Septa Abdillah
NRP : 3116 040 522
Program : Diploma Civil Infrastructure Engineering
Program Study
Fakulty of Vokations – ITS
Supervisor I : R. Buyung A. A, ST., MT.
NIP : 19740203 200212 1 002
Supervisor II : Ir. Ibnu Pudji Rahardjo, MS.
NIP : 19600105 198603 1 003

ABSTRACT

Requirements of transportation facilities is increasing, so the fly over construction project is also required to be completed as soon as possible. Design using a prestressed concrete system to be the right solution because the implementation process can be faster and more powerful. Fly over Kertosono built to connect Nganjuk Regency, Kediri Regency and Jombang Regency is a fly over that is built using a prestressed concrete structure with spans of 30,6 m; 35, 6m; And 40, 6m. The total length of Kertosono flyover is approximately 375 m, with a width of 18 m to 24 m.

Fly over Kertosono is redesigned using a prestressed dapped end beam structure with a span of 45,6 meters. The foundation is designed using a bored pile foundation.

In the existing planning, Kertosono fly over designed using 9 pieces of pillars while the modification of the fly over plan with the I Girder 45,6 m beam only requires 7 pieces of pillars. Then there are savings or reductions in terms of pillar use. Thus it can be

compared the cost of building the existing fly over with planned modifications.

Keywords :Flyover, Prestressed Beam, Post Tension.

DAFTAR ISI

LEMBAR PENGESAHAN.....	vii
ABSTRAK	ix
ABSTRACT	xi
DAFTAR ISI	xiii
DAFTAR TABEL	xxiii
DAFTAR GAMBAR	xxix
BAB I PENDAHULUAN	1
1.1 Latar Belakang	1
1.2 Rumusan Masalah	3
1.3 Maksud dan Tujuan	4
1.4 Manfaat.....	4
1.5 Batasan Masalah.....	5
1.6 Lokasi Studi.....	5
2. BAB II TINJAUAN PUSTAKA	7
2.1 Pembebanan.....	7
2.1.1 Hubungan Kelas Jembatan Dengan Pembebanan ..	8
2.1.2 Pembebanan Struktur Menurut RSNI T-02-2005..	8
2.1.2.1 Beban Tetap/Permanen.....	9
2.1.2.2 Beban Lalu Lintas	13
2.1.2.3 Beban Lingkungan	17
2.1.3 Kombinasi Pembebanan dan Faktor Beban.....	29
2.1.3.1 Umum.....	29

2.1.3.2	Pengaruh Umur Rencana	29
2.1.3.3	Kombinasi Keadaan Batas Layan	30
2.1.3.4	Kombinasi Keadaan Batas Ultimit	30
2.1.3.5	Faktor Beban.....	31
2.2	Bangunan Atas.....	32
2.2.1	Bangunan Utama	32
2.2.2	Bangunan Sekunder.....	37
2.3	Bangunan Bawah.....	41
2.4	Bangunan Pelengkap	44
2.5	Sistem Prategang	45
2.5.1	Prinsip Dasar Beton Prategang	45
2.5.2	Klasifikasi dan Jenis	48
2.5.3	Tahap Pembebanan.....	51
2.5.4	Kehilangan Gaya Prategang	54
2.5.5	Lentur	62
2.5.6	Geser.....	64
2.5.7	Torsi.....	66
2.6	Data Bahan	70
2.6.1	Beton.....	70
2.6.2	Baja.....	70
2.6.3	Strand Baja	71
2.7	Penulangan	72
2.7.1	Penulangan Terhadap Lentur	72

2.7.2	Penulanagn Terhadap Geser	72
2.8	RAB	75
3.	BAB III METODOLOGI	77
3.1	Persiapan	77
3.2	Pengumpulan Data	77
3.3	Studi Literatur.....	77
3.4	Spesifikasi Desain Fly over	78
3.4.1	Metode Desain Fly over	78
3.4.2	Urutan Desain Fly over	78
3.4.2.1	Desain Elemen Struktur Bangunan Atas	78
3.4.2.2	Desain Element Struktur Bangunan Bawah	79
3.4.2.3	Desain Bangunan Pelengkap	80
3.4.3	Penggambaran	81
3.4.4	Perhitungan RAB	81
3.4.5	Perencanaan Metode Pelaksanaan	82
3.5	Bagan Alur	83
4.	BAB IV PERENCANAAN BANGUNAN ATAS.....	87
4.1	Data Perencanaan Flyover.....	87
4.2	Material	87
4.3	Perhitungan Pipa Sandaran.....	88
4.3.1	Data perencanaan	88
4.3.2	Pembebanan.....	89
4.3.3	Analisa struktur	89

4.3.4	Kekuatan tahanan	90
4.4	Perhitungan Tiang Sandaran.....	91
4.4.1	Desain Dimensi Tiang Sandaran	91
4.4.2	Data Perencanaan	92
4.4.3	Pembebanan.....	92
4.4.4	Analisa Struktur.....	93
4.4.5	Perhitungan Tulangan.....	93
4.5	Perhitungan Pelat Lantai Tengah.....	96
4.5.1	Data Perencanaan	96
4.5.2	Pembebanan.....	96
4.5.3	Analisa Struktur.....	99
4.5.4	Perhitungan Tulangan Tumpuan.....	102
4.5.5	Perhitugan Lapangan Lapangan	103
4.5.6	Kontrol Geser Pons.....	105
4.6	Perhitungan Gelagar	108
4.6.1	Spesifikasi Teknis Girder	108
4.6.2	Data Perencanaan	109
4.6.3	Analisa Penampang Girder	110
4.6.4	Pembebanan.....	118
4.6.5	Analisa Struktur Girder	123
4.6.6	Perhitungan Strand Prategang	131
4.6.7	Perhitungan Tegangan Gelagar Fase Awal.....	142

4.6.8	Perhitungan Tegangan Gelagar Fase Konstruksi	160
4.6.9	Pehitungan Tegangan Gelagar Fase Servis	167
4.6.9.1	Mencari Eksentrisitas Setelah Komposit.....	167
4.6.9.2	Kehilangan Gaya Prategang Fase Servis	173
4.6.9.3	Tegangan Gelagar Fase Servis	188
4.7	Perhitungan Diafragma.....	192
4.7.1	Data Perencanaan	192
4.7.2	Pembebanan.....	193
4.7.3	Analisa Struktur.....	193
4.7.4	Perhitungan Tulangan.....	194
4.8	Perhitungan Expansion Joint	197
4.8.1	Data Perencanaan	197
4.8.2	Perhitungan Deformasi	197
4.9	Perhitungan Elastomer	199
4.9.1	Data Perencanaan	199
4.9.2	Perhitungan Tebal Elastomer	199
4.9.3	Resume Elastomer	202
4.9.4	Efek Gempa pada Elastomer	202
4.9.5	Kontrol Deformasi Akibat Gempa	206
5.	BAB V PERENCANAAN BANGUNAN BAWAH	207
5.1	Abutment 1	207
5.1.1	Desain Abutment 1	207

5.1.2	Analisis Pembebanan Abutment 1	207
5.1.3	Perhitungan Gaya Aksial pada Tiang Bor	220
5.1.3.1	Kombinasi Pembebanan	220
5.1.3.2	Perhitungan Gaya Aksial Tiang Bor	223
5.1.4	Analisa Daya Dukung Tanah	225
5.1.5	Perhitungan Daya Dukung Bahan Tiang Bor	228
5.1.6	Perhitungan Daya Dukung Cabut Tiang Bor	229
5.1.7	Efisiensi Tiang Bor	229
5.1.8	Kontrol Terhadap Gaya Aksial Vertikal	230
5.1.9	Kontrol terhadap Geser Pons	231
5.1.10	Kontrol Stabilitas Abutment 1	233
5.1.10.1	Kontrol Stabilitas Guling	233
5.1.10.2	Kontrol Stabilitas Geser	234
5.1.11	Desain Pile Cap Abutment 1	236
5.1.11.1	Data Perencanaan Pile Cap Ab 1	236
5.1.11.2	Analisa Pembebanan Pile Cap Ab 1	237
5.1.11.3	Analisa Struktur Pile Cap Ab 1	240
5.1.11.4	Perhitungan Tulangan Pile Cap Ab 1	241
5.1.12	Desain Breast Wall Abutment 1	242
5.1.12.1	Data Perencanaan Breast Wall Ab 1	242
5.1.12.2	Analisis Pembebanan Breast Wall Ab 1	243
5.1.12.3	Analisis Gaya dan Momen pada Breast Wall Ab 1	247

5.1.12.4	Perhitungan Tulangan Breast Wall Ab 1 ...	249
5.1.13	Desain Korbel Abutment 1	251
5.1.13.1	Data Perencanaan Korbel Ab 1	251
5.1.13.2	Analisis Pembebanan Korbel Ab 1	252
5.1.13.3	Analisis Gaya dan Momen Korbel Ab 1 ...	252
5.1.13.4	Perhitungan Tulangan Korbel Ab 1	252
5.1.14	Desain Longitudinal Stopper Abutment 1	254
5.1.14.1	Data Perencanaan Stopper Ab1	254
5.1.14.2	Analisis Pembebanan Stopper Ab 1	255
5.1.14.3	Perhitungan Gaya dan Momen Stopper Ab 1 257	
5.1.14.4	Perhitungan Tulangan.....	259
5.1.15	Desain Bored Pile Abutment 1	261
5.1.15.1	Data Perencanaan Bored Pile Ab 1	261
5.1.15.2	Analisa Struktur Bored Pile P4.....	261
5.1.15.3	Perhitungan Tulangan Bored P4.....	261
5.2	Bangunan Pelengkap	263
5.2.1	Desain Wing Wall Abutment 1	263
5.2.1.1	Data Perencanaan Wing Wall Ab 1	263
5.2.1.2	Analisis Pembebanan Wing Wall Ab 1	263
5.2.1.3	Analisa Gaya dan Momen Wing Wall Ab 1 ..	264
5.2.1.4	Perhitungan Tulangan.....	264
5.2.2	Desain Pelat Injak Abutment 1	266

5.2.2.1	Data Perencanaan Pelat Injak Ab 1	266
5.2.2.2	Analisa Pembebanan Pelat Injak Ab 1.....	266
5.2.2.3	Analisa Gaya dan Momen Pelat Injak Ab 1 ..	267
5.2.2.4	Perhitungan Tulangan Pelat Injak Ab 1	267
5.3	Pilar 4.....	270
5.3.1	Desain Pilar 4.....	270
5.3.2	Analisa Pembebanan Pilar 4	270
5.3.3	Perhitungan Gaya Aksial pada Tiang Bor	283
5.3.3.1	Kombinasi Pembebanan	283
5.3.3.2	Perhitungan gaya Aksial Tiang Bor.....	285
5.3.4	Perhitungan Daya Dukung Tanah Tiang Bor	288
5.3.5	Perhitungan Daya Dukung Bahan Tiang Bor	291
5.3.6	Perhitungan Daya Dukung Tarik Tiang.....	292
5.3.7	Efisiensi Tiang Bor.....	292
5.3.8	Kontrol Terhadap Gaya Aksial Vertikal.....	293
5.3.9	Kontrol terhadap Geser Pons	294
5.3.10	Desain Pile Cap Pilar 4.....	297
5.3.10.1	Data Perencanaan Pilecap P4.....	297
5.3.10.2	Analisa Struktur Pile Cap P4	297
5.3.10.3	Perhitungan Tulangan Pile Cap P4.....	298
5.3.11	Desain Kolom Pilar 4	299
5.3.11.1	Data Perencanaan Kolom P4	299
5.3.11.2	Analisa Struktur Kolom P4.....	300

5.3.11.3	Perhitungan Tulangan Kolom P4	300
5.3.12	Desain Pier Head Pilar 4.....	302
5.3.12.1	Data Perencanaan Pier Head P4	302
5.3.12.2	Analisa Struktur Pier Head P4.....	302
5.3.12.3	Perhitungan Tulangan Pier Head P4.....	303
5.3.13	Desain Longitudinal Stopper Pilar 4	306
5.3.13.1	Data Perencanaan Stopper P4.....	306
5.3.13.2	Analisa Struktur Stopper P4	306
5.3.13.3	Perhitungan Tulangan Stopper P4	307
5.3.14	Desain Bored Pile Pilar 4	310
5.3.14.1	Data Perencanaan Bored Pile P4	310
5.3.14.2	Analisa Struktur Bored Pile P4.....	310
5.3.14.3	Perhitungan Tulangan Bored P4.....	311
6.	BAB VI METODE PELAKSANAAN	313
6.1	Penurunan & Setting Balok.....	313
6.2	Metode Stressing	314
6.3	Erection Girder	320
7.	BAB VII RENCANA ANGGARAN BIAYA	325
7.1	Analisa Harga Satuan	325
7.2	Perbandingan Biaya Struktur.....	336
8.	BAB VIII KESIMPULAN	339
8.1	Kesimpulan.....	339
	DAFTAR PUSTAKA.....	343

“Halaman ini sengaja dikosongkangan”

DAFTAR TABEL

Tabel 2.1 Pembagian kelas jembatan berdasarkan lebar dan LBM	8
Tabel 2.2 Berat Jenis Material.....	9
Tabel 2.3 Gaya Rem.....	16
Tabel 2.4 Intensitas Pembebanan Pejalan Kaki.....	16
Tabel 2.5 Koefisien Seret (C_w).....	18
Tabel 2.6 Kecepatan Angin Rencana (V_w).....	18
Tabel 2.7 Kelas situs	21
Tabel 2.8 Faktor amplifikasi untuk POGA dan 0,2 detik (F_a)	22
Tabel 2.9 Faktor amplifikasi untuk periode 1 detik (F_v).....	23
Tabel 2.10 Faktor Modifikasi Respon (R) Untuk Bangunan Bawah.....	25
Tabel 2.11 Faktor modifikasi respon (R) untuk hubungan antar elemen struktur	25
Tabel 2.12 Simbol Tipe Aksi Rencana.....	29
Tabel 2.13 Faktor Pengali Beba Ultimit.....	30
Tabel 2.14 Kombinasi Beban Untuk Keadaan Batas Daya Layan	30
Tabel 2.15 Kombinasi Beban Umum Untuk Keadaan Batas Kelayanan Dan Ultimit.....	31
Tabel 2.16 Faktor Beban Keadaan Batas Ultimit.....	31
Tabel 2.17 Konfigurasi standar rangkai beton.....	40
Tabel 2.18 Koefisien Standar Susut Beton.....	41
Tabel 2.19 Koefisien Waktu Perawatan Beton (K_{sh})	56
Tabel 2.20 Nilai K_{re} dan J	57
Tabel 2.21 Faktor relaksasi (C)	58
Tabel 2.22 Koefisien gesekan (K) dan kelengkungan (μ) untuk tendon pasca tarik.....	60

Tabel 2.23 Perkiraan Kehilangan Gaya Prategang Total.....	61
Tabel 2.24 Pembatasan Kehilangan Gaya Prategang Maksimum	61
Tabel 2.25 Tegangan Geser Akibat Puntir	68
Tabel 2.26 Sifat - Sifat Strand-Relieved Dengan Tujuh Kawat Tanpa Pelapisan.....	71
Tabel 4.1 Kecepatan Angin Rencana V_w	98
Tabel 4.2 Rekap Momen Pada Pelat Lantai	102
Tabel 4.3 Dimensi girder tumpuan	110
Tabel 4.4 Momen Inersia Girder Tumpuan	111
Tabel 4.5 Dimensi girder lapangan.....	112
Tabel 4.6 Momen Inersia Girder Lapangan.....	113
Tabel 4.7 Dimensi girder tumpuan	114
Tabel 4.8 Momen Inersia Girder Tumpuan	115
Tabel 4.9 Dimensi girder lapangan.....	116
Tabel 4.10 Momen Inersia Girder Lapangan.....	117
Tabel 4.11 Dimensi Diafragma Tumpuan	119
Tabel 4.12 Dimensi diafragma lapangan	121
Tabel 4.13 Rekap Pembebanan Pada Girder Tengah	122
Tabel 4.14 Rekap Momen Yang Terjadi Pada Girder	127
Tabel 4.15 Besar Gaya Prategang Untuk Satu Kabel	132
Tabel 4.16 Perhitungan untuk mencari garis persamaan	133
Tabel 4.17 Persamaan Tendon.....	134
Tabel 4.18 Tata Letak Tendon Sebelum Komposit	134
Tabel 4.19 Momen Inersia Dan Garis Netral Sebelum Komposit	136
Tabel 4.20 Eksentrisitas (E) terhadap c.g.c sebelum komposit...	140
Tabel 4.21 Kehilangan Gaya Akibat Slip Angkur.....	143
Tabel 4.22 Perhitungan Sudut Pusat Tendon.....	144
Tabel 4.23 Kehilangan Gaya Akibat Gesekan.....	148

Tabel 4.24 Tegangan beton terhadap c.g.s akibat gaya prategang	151
Tabel 4.25 Kehilangan gaya prategang akibat perpendekan elastis beton	153
Tabel 4.26 Total Gaya Efektif Setelah Kehilangan Gaya Prategang Fase Awal	155
Tabel 4.27 Perhitungan tegangan pada setiap serat girder	157
Tabel 4.28 Momen Yang Terjadi Pada Gelagar Saat Fase Konstruksi	161
Tabel 4.29 Perhitungan tegangan pada setiap serat girder	165
Tabel 4.30 Momen Inersia Dan Garis Netral Setelah Komposit	167
Tabel 4.31 Posisi tendon c.g.s terhadap c.g.c setelah komposit	169
Tabel 4.32 Eksentrisitas terhadap c.g.c setelah komposit	171
Tabel 4.33 Perhitungan V/S	174
Tabel 4.34 Perhitungan Kehilangan Gaya Prategang Akibat Susut Beton	176
Tabel 4.35 Perhitungan Kehilangan Gaya Prategang Akibat Rangkak.....	179
Tabel 4.36 Perhitungan Kehilangan Gaya Akibat Relaksasi Baja	181
Tabel 4.37 Perhitungan Gaya Prategang Efektif Pada Saat Servis	184
Tabel 4.38 Presentase kehilangan gaya prategang total	187
Tabel 4.39 Tegangan Gelagar Fase Servis	188
Tabel 5.1 Beban Mati Bangunan Atas.....	207
Tabel 5.2 Perhitungan Berat Sendiri Abutment	209
Tabel 5.3 Perhitungan Statis Momen Abutment	210
Tabel 5.4 Rekap pembebanan pada abutment 1	219
Tabel 5.5 Kombinasi 1	220
Tabel 5.6 Kombinasi 2	221

Tabel 5.7 Kombinasi 3	221
Tabel 5.8 Kombinasi 4	222
Tabel 5.9 Gaya Aksial Tiang Bor	223
Tabel 5.10 Perhitungan gaya geser pada selimut tiang	226
Tabel 5.11 Gaya Penahan Abutment	233
Tabel 5.12 Gaya Guling Abutment	233
Tabel 5.13 Rekap pembebanan pile cap Ab 1	237
Tabel 5.14 Kombinasi 1 pile cap Ab 1	238
Tabel 5.15 Kombinasi 2 pile cap Ab 1	239
Tabel 5.16 Kombinasi 3 pile cap Ab 1	239
Tabel 5.17 Perhitugan gaya aksial bored pile Ab 1	240
Tabel 5.18 Perhitungan gaya dan momen pile cap Ab 1	241
Tabel 5.19 Kombinasi 1	247
Tabel 5.20 Kombinasi 2	248
Tabel 5.21 Analisis gaya dan momen korbel Ab 1	252
Tabel 5.22 Kombinasi 1	257
Tabel 5.23 Kombinasi 2	258
Tabel 5.24 Analisis Pembebanan Wing Wall Ab 1 Akibat Berat Sendiri	263
Tabel 5.25 Analisa Gaya dan Momen Wing Wall Ab 1	264
Tabel 5.26 Analisa Gaya dan Momen Pelat Injak Ab 1	267
Tabel 5.27 Beban Mati Bangunan Atas Sebelah Kiri Pilar	270
Tabel 5.28 Beban Mati Bangunan Atas Sebelah Kanan Pilar	271
Tabel 5.29 Perhitungan Berat Sendiri Pilar	273
Tabel 5.30 Perhitungan Statis Momen Pilar	275
Tabel 5.31 Rekapitulasi Pembebanan pada Pilar 1	282
Tabel 5.32 Kombinasi 1	283
Tabel 5.33 Kombinasi 2	284
Tabel 5.34 Kombinasi 3	284
Tabel 5.35 Kombinasi 4	285
Tabel 5.36 Perhitungan Gaya Aksial Tiang Bor	286

Tabel 5.37 Perhitungan Daya Dukung Tanah Tiang Bor	289
Tabel 5.38 Analisa Struktur Pile Cap P4.....	297
Tabel 5.39 Analisa Struktur Kolom P4	300
Tabel 5.40 Analisa Struktur Pier Head P4.....	302
Tabel 5.41 Analisa Struktur Stopper P4	306
Tabel 5.42 Analisa Struktur Bored Pile P4	310
Tabel 7.1 Analisa Harga Satuan Beton K-125	325
Tabel 7.2 Analisa Harga Satuan Beton K-350	326
Tabel 7.3 Analisa Harga Satuan Beton K-500	328
Tabel 7.4 Analisa Harga Satuan Baja Tulangan Polos.....	329
Tabel 7.5 Analisa Harga Satuan Baja Tulangan Ulir	331
Tabel 7.6 Analisa Harga Satuan Unit Pracetak Gelagar I	332
Tabel 7.7 Analisa Harga Satuan Tiang Bor Beton D 1,2 m	333
Tabel 7.8 Analisa Harga Satuan Tiang Bor Beton D 1,5 m	334
Tabel 7.9 Total Biaya Struktur Flyover Kertosono Dengan Modifikasi Bentang 45 M.....	336
Tabel 7.10 Total Biaya Struktur Flyover Kertosono Eksisting ..	337

“Halaman ini sengaja dikosongkan

DAFTAR GAMBAR

Gambar 0.1 Layout Eksisting Fly Over Kertosono	2
Gambar 0.2 Layout Rencana Desain Ulang Fly Over Kertosono ..	2
Gambar 2.1 Diagram Tekanan Tanah	11
Gambar 2.2 Beban Lajur "D"	13
Gambar 2.3 Beban Garis (KEL).....	14
Gambar 2.4 Konfigurasi Beban Roda Truk.....	15
Gambar 2.5 Gaya Rem Per Lajur 2,75 M.....	16
Gambar 2.6 Intensitas Pembebanan Pada Trotoar.....	17
Gambar 2.7 Peta respon spektra percepatan 0.2 detik di batuan dasar untuk probabilitas terlampaui 7% dalam 75 tahun.....	19
Gambar 2.8 Peta percepatan puncak di batuan dasar (PGA) untuk probabilitas terlampaui 7% dalam 75 tahun	19
Gambar 2.9 Peta respon spektra percepatan 1 detik di batuan dasar untuk probabilitas terlampaui 7% dalam 75 tahun.....	20
Gambar 2.10 Respon Spectra	23
Gambar 2.11 Panjang Perletakan	27
Gambar 2.12 Reperesentasi Perletakan Bantalan Elastomer.....	35
Gambar 2.13 Pembebanan Pada Tiang Sandaran.....	38
Gambar 2.14 Analisa ACI Untuk Distribusi Gaya Geser Sepanjang Bentang	65
Gambar 3.1 Tahap Perencanaan	85
Gambar 4.1 Potongan Pipa.....	88
Gambar 4.2 Pembebanan Pipa Sandaran.....	89
Gambar 4.3 Pembebanan Tiang Sandaran.....	93
Gambar 4.4 Pembebanan Truk "T"	97
Gambar 4.5 Transfer Beban Angin ke Lantai Kendaraan	99
Gambar 4.6 Nilai Momen Lapangan dan Tumpuan Akibat Berat Sendiri Lantai	99

Gambar 4.7 Nilai Momen Lapangan dan Tumpuan Akibat Beban Mati Tambahan.....	100
Gambar 4.8 Nilai Momen Lapangan dan Tumpuan Akibat Beban Terpusat Ptt dan Pew	100
Gambar 4.9 Nilai Momen Lapangan dan Tumpuan Akibat Beban Terpusat Ptt dan Pew	101
Gambar 4.10 Bidang penyebaran tekanan roda di tengah lantai kendaraan.....	105
Gambar 4.11 Bidang penyebaran tekanan roda di pinggir/tepi lantai kendaraan.....	107
Gambar 4.12 Center Section.....	108
Gambar 4.13 End Section.....	108
Gambar 4.14 Diafragma Tumpuan	118
Gambar 4.15 Dimensi Diafragma Tumpuan	119
Gambar 4.16 Diafragma lapangan.....	120
Gambar 4.17 Dimensi diafragma lapangan	121
Gambar 4.18 Peta Percepatan Puncak di Batuan Dasar (PGA) untuk probabilitas terlampaui 7% dalam 75 tahun	203
Gambar 4.19 Peta Respon Spektra percepatan 0,2 detik di Batuan Dasar untuk probabilitas terlampaui 7% dalam 75 tahun	203
Gambar 5.1 Penampang Abutment.....	208
Gambar 5.2 Beban Tekanan Tanah	213
Gambar 5.3 Peta percepatan puncak di batuan dasar (PGA) untuk probabilitas terlampaui 7% dalam 75 tahun.	215
Gambar 5.4 Peta respon spektra percepatan 0,2 detik di batuan dasar untuk probabilitas terlampaui 7% dalam 75 tahun.....	215
Gambar 5.5 Peta respon spektra percepatan 1 detik di batuan dasar untuk probabilitas terlampaui 7% dalam 75 tahun.....	216
Gambar 5.6 Bentuk tipikal respon spektra di permukaan tanah	217
Gambar 5.7 Geser pons kolom Abutment	231
Gambar 5.8 Geser Pons Kolom Abutment	232

Gambar 5.9 Potongan Melintang Pilar	271
Gambar 5.10 Potongan Memanjang Pilar	272
Gambar 5.11 Penampang Pile Cap.....	295
Gambar 5.12 Penampang Pile Cap.....	296
Gambar 5.13 Perhitungan tulangan lentur menggunakan aplikasi PCACOL	300
Gambar 5.14 Perhitungan tulangan lentur menggunakan aplikasi PCACOL	311
Gambar 6.1 Penurunan dan Setting Balok	313
Gambar 6.2 Tampak Atas Setting Balok.....	314
Gambar 6.3 Pemasangan Strand Baja	314
Gambar 6.4 Pemasangan Angkur	315
Gambar 6.5 Pelapisan Epoxy Pada Sambungan Span.....	316
Gambar 6.6 Instalasi Hydraulic Jack.....	317
Gambar 6.7 Stressing Menggunakan Hydraulic Jack.....	318
Gambar 6.8 Grouting.....	319
Gambar 6.9 Setting Crawler Crane Di Lokasi Erection Balok Girder	320
Gambar 6.10 Transfer Balok Girder Ke Lokasi Erection Balok Girder Menggunakan Boogie Dan Trailer Truck	321
Gambar 6.11 Balok Girder Diterima Oleh Crawler Crane, Boogie Dan Trailer Truck Kembali Ke Stock Yard	322
Gambar 6.12 Balok Girder Diangkat Menuju Tumpuan (Bearing Pad) Oleh Crawler Crane	323
Gambar 6.13 Balok Girder Selesai Di Erection	324

“Halaman ini sengaja dikosongkan”

BAB I

PENDAHULUAN

1.1 Latar Belakang

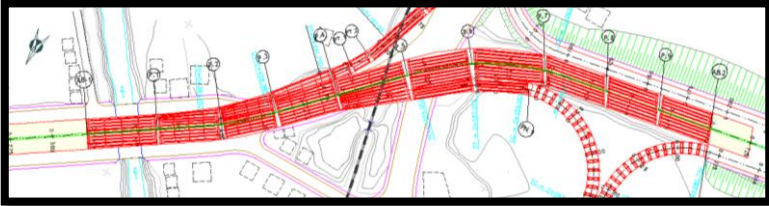
Jalan layang atau yang selanjutnya disebut *fly over* merupakan struktur jalan yang dibangun tidak sebidang melayang menghindari daerah/kawasan yang selalu menghadapi permasalahan kemacetan lalu lintas, melewati persilangan kereta api untuk meningkatkan keselamatan lalu lintas dan efisiensi. Fly over merupakan perlengkapan jalan bebas hambatan untuk mengatasi hambatan karena konflik dipersimpangan, melalui kawasan kumuh yang sulit ataupun melalui kawasan rawa-rawa. Fly over juga merupakan bagian dari infrastruktur transportasi darat yang sangat vital dalam aliran perjalanan (*traffic flows*). Fly over sering menjadi komponen kritis dari suatu ruas jalan, karena sebagai penentu beban maksimum kendaraan yang melewati ruas jalan tersebut.

Kebutuhan akan sarana transportasi kian meningkat sehingga proyek pembangunan fly over juga dituntut untuk diselesaikan secepat mungkin. Selain itu, fly over juga harus direncanakan menahan beban yang lebih besar karena kendaraan yang melewati fly over tersebut tidak dapat diprediksi muatannya. Dari uraian tersebut, maka desain dengan menggunakan system beton prategang menjadi solusi yang tepat karena proses pelaksanaannya dapat lebih cepat dan lebih kuat. Beton prategang juga dapat menerima beban lebih besar dikarenakan beton prategang sendiri dapat menerima gaya tarik yang tidak dapat diterima oleh beton bertulang biasa.

Pada tugas akhir ini akan dibahas modifikasi perencanaan desain struktur utama bangunan atas fly over menggunakan balok prategang I-Girder dengan bentang 45 m.

Fly over Kertosono merupakan fly over yang dibangun di Kertosono, dimana proyek tersebut direncanakan untuk menghubungkan Nganjuk dan Jombang. Fly over Kertosono ini direncanakan memiliki panjang total kurang lebih 375 m. Struktur

utama bangunan atas kertosono direncanakan menggunakan sistem beton prategang dengan panjang bentang 30,6 m; 35,6 m; dan 40,6 m, layout eksisting fly over Kertosono dapat dilihat pada gambar 1.1.



Gambar 0.1 Layout Eksisting Fly Over Kertosono

Dalam desain ulang struktur fly over kertosono ini direncanakan menggunakan struktur beton prategang I – Girder dengan bentang 45 m. Gambar tampak atas desain ulang dapat dilihat pada gambar 1.2.



Gambar 0.2 Layout Rencana Desain Ulang Fly Over Kertosono

Dapat disimpulkan bahwa antara layout eksisting struktur utama I girder dengan layout rencana stuktur utama I Girder terdapat perbedaan dari segi pilar. Dapat dilihat pada layout eksisting menggunakan 9 buah pilar sedangkan pada layout rencana fly over dengan I Girder 45 m hanya menggunakan 7 buah pilar. Maka terdapat penghematan atau pengurangan dalam segi penggunaan pilar.

Sehingga dalam tugas akhir ini akan dibahas lebih lanjut bagaimana desain ulang fly over kertosono dengan menggunakan

struktur balok I Girder dengan bentang 45 m dan perbandingan biaya konstruksi nya.

Keuntungan dari penggunaan balok prategang sebagai struktur utama fly over adalah sebagai berikut :

- Struktur beton prategang lebih ramping.
- Struktur beton prategang tidak retak akibat beban kerja
- Lendutan lebih kecil.
- Daya tahan terhadap karat lebih baik.
- Penggunaan bahan yang lebih sedikit karena menggunakan bahan mutu tinggi
- Waktu pelaksanaan pembangunan fly over lebih cepat karena bahan yang digunakan lebih sedikit.

1.2 Rumusan Masalah

Dalam merencanakan proyek akhir, data pendukung sangatlah penting dalam merencanakan fly over. Oleh Karena itu, fly over harus direncanakan sesuai dengan kondisi lapangan.

Adapun rumusan masalah dari tugas akhir ini adalah :

1. Bagaimana prosedur desain dan cara menghitung struktur bangunan atas fly over yang meliputi desain tiang sandaran, trotoar dan kerb, pelat lantai kendaraan, balok prategang I-Girder, diafragma dan elastomer.
2. Bagaimana prosedur desain dan cara menghitung struktur bangunan bawah fly over yang meliputi desain abutment, pilar, pilecap dan pondasi tiang pancang.
3. Bagaimana prosedur desain dan cara menghitung bangunan pelengkap fly over yang meliputi desain pelat injak dan *Wingwall*.
4. Bagaimana gambar detail dari struktur yang direncanakan.
5. Bagaimana metode pelaksanaan konstruksi yang digunakan.
6. Berapa anggaran biaya yang dibutuhkan untuk desain fly over yang baru.

1.3 Maksud dan Tujuan

Maksud penulis dalam melaksanakan proyek tugas akhir ini secara umum adalah untuk memenuhi syarat kelulusan pendidikan, dan secara khusus adalah dalam desain ulang dan perhitungan fly over dengan menggunakan struktur beton prategang.

Tujuan yang hendak dicapai dari desain ulang fly over ini adalah :

1. Menghasilkan desain struktur bangunan atas fly over yang meliputi desain tiang sandaran dan kebutuhan penulangannya, desain trotoar dan kerb dan kebutuhan penulangannya, desain pelat lantai dan kebutuhan penulangannya, desain balok prategang dan kebutuhan penulangannya, tegangan yang terjadi dan kehilangan prategang, desain diafragma dan kebutuhan penulangannya, desain elastomer.
2. Menghasilkan desain struktur bangunan bawah fly over yang meliputi, desain abutment dan kebutuhan penulangannya, desain abutment dan kebutuhan penulangannya, desain pilecap dan kebutuhan penulangannya, desain pondasi tiang pancang dan kebutuhan penulangannya.
3. Menghasilkan perencanaan bangunan pelengkap fly over yang meliputi, desain pelat injak dan kebutuhan penulangannya dan desain *wingwall* dan kebutuhan penulangannya.
4. Menghasilkan gambar detail dari struktur yang direncanakan tersebut.
5. Menghasilkan metode pelaksanaan konstruksi .
6. Menghasilkan biaya perencanaan konstruksi akibat desain ulang yang dibutuhkan sehingga dapat dibandingkan dengan biaya eksisting.

1.4 Manfaat

Mahasiswa diharapkan mampu menyajikan karya yang orisinil dalam melakukan modifikasi suatu proyek yang telah ada, serta dapat mengembangkan dan meningkatkan kreatifitas, keahlian dan profesi sesuai dengan bidang keahliannya.

1.5 Batasan Masalah

Batasan masalah tentang desain ulang fly over Kertosono dalam pembahasan tugas akhir ini adalah sebagai berikut :

1. Desain tetap menggunakan balok prategang I-Girder seperti pada perencanaan eksisting tetapi dibedakan dalam jumlah bentang.
2. Layout trase fly over sama seperti perencanaan eksisting.
3. Perhitungan pembebanan pada fly over mengacu pada RSNi T-02-2005.
4. Pembebanan gempa mengacu pada SNI 2833:201x.
5. Harga HSPK mengacu pada HSPK kertosono tahun 2006.

1.6 Lokasi Studi

Lokasi proyek fly over Kertosono terletak pada simpang Mengkeng Mekikis, Kertosono. Adapun data proyek adalah sebagai berikut :

Nama proyek	: Perencanaan teknik fly over Kertosono.
Pemilik proyek	: Satuan Kerja Non Vertikal Tertentu Perencanaan dan Pengawasan Jalan dan Fly over Jawa Timur (SNVT-P2JJ Jawa Timur).
Nilai kontrak	: Rp. 478.170.000,00
Awal pelaksanaan	: 5 Mei 2006
Akhir pelaksanaan	: 16 Oktober 2006 (kontrak asli)
Bangunan atas	: Menggunakan beton prategang I Girder dengan panjang 30,6m; 35,6m; dan 40,6 m.
Bangunan bawah	: Pondasi tiang bor
Lokasi proyek	: Simpang Mengkeng Mekikis, Kertosono

“Halaman ini sengaja dikosongkan”

BAB II

TINJAUAN PUSTAKA

2.1 Pembebanan

Pada tahun 1970 Direktorat Jenderal Bina Marga menetapkan “Peraturan Muatan untuk Fly over Jalan Raya”. Peraturan ini kemudian diangkat menjadi “Tata Cara Perencanaan Pembebanan Fly over Jalan Raya” SNI 03-1725-1989. Peraturan-peraturan ini kembali dibahas oleh Tim *Bridge Management System* (BMS) yang menghasilkan modifikasi dalam kaidah-kaidah perencanaan keadaan batas layan (KBL) dan ultimit (KBU). Acuan yang banyak digunakan standar ini bersumber pada *Austroads* dan menghasilkan Peraturan “Beban Jembatan”, Peraturan Perencanaan Jembatan, Bagian 2, BMS-1992. Peraturan ini mencakup perencanaan beban gempa secara statis ekuivalen yang mengacupada “Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Jembatan Jalan Raya” SNI –03-2833-1992.

Saat ini di Indonesia, perencanaan fly over jalan raya menggunakan peraturan baru yaitu RSNI T-02-2005 (Standar Pembebanan untuk Fly over) yang merupakan hasil kaji ulang yang disesuaikan dengan Peraturan “Beban Fly over” BMS 1992 sehingga memungkinkan fly over untuk mengakomodasi pertumbuhan dan perilaku lalu lintas kendaraan berat yang ada.

Secara umum fly over terdiri dari 3 bagian yaitu bangunan atas, bangunan bawah dan bangunan pelengkap, berikut adalah anatomi fly over secara umum berdasarkan bagian-bagiannya :

1. Bangunan atas
 - a. Tiang sandaran
 - b. Trotoar
 - c. Kerb
 - d. Aspal
 - e. Pelat lantai
 - f. Gelagar memanjang

g. Gelagar melintang

2. Bangunan bawah

- a. Pondasi
- b. Abutment
- c. Pilar

3. Bangunan pelengkap

- a. Pelat injak
- b. Wing wall

2.1.1 Hubungan Kelas Jembatan Dengan Pembebanan

Kelas jembatan yang didesain dengan menggunakan Loading Bina Marga (LBM) :

1. Kelas Standard (100% LBM)
2. Kelas Sub Standard (70% LBM)
3. Kelas Low Standard (50% LBM)

Tabel 2.1 Pembagian kelas jembatan berdasarkan lebar dan LBM

Kelas	Lebar (m)	LBM (%)
A	1.0 + 7.0 + 1.0	100
B	0.5 + 6.0 + 0.5	70
C	0.5 + 3.5 + 0.5	50

Sumber : Bina marga

2.1.2 Pembebanan Struktur Menurut RSNI T-02-2005

Berdasarkan peraturan RSNI T-02-2005, ada dua kategori aksi berdasarkan lamanya beban bekerja:

a. Aksi Dan Beban Tetap

Merupakan aksi yang bekerja sepanjang waktu dan bersumber pada sifat bahan, cara fly over dibangun, dan bangunan lain yang mungkin menempel pada fly over.

b. Aksi Transien Atau Beban Sementara

Merupakan aksi yang bekerja dengan jangka waktu yang pendek, walaupun mungkin sering terjadi

Menurut RSNI T-02-2005, beban dibedakan menjadi:

- Aksi dan Beban Tetap
 - a. Beban Sendiri
 - b. Beban Mati Tambahan
 - c. Pengaruh Penyusutan dan Rangkak
 - d. Pengaruh Prategang
 - e. Tekanan tanah
 - f. Pengaruh Tetap Pelaksanaan
- Beban Lalu Lintas
 - a. Beban Lajur “D”
 - b. Pembebanan Truk “T”
 - c. Gaya Rem
 - d. Gaya Sentrifugal
 - e. Pembebanan untuk Pejalan Kaki
 - f. Beban Tumbukan pada Penyangga Fly over
- Beban Lingkungan, dll

2.1.2.1 Beban Tetap/Permanen

1. Beban Sendiri

Beban sendiri dari bangunan yang dimaksud adalah berat dari bagian tersebut dan elemen-elemen struktural yang dipikulnya. Atau berat sendiri adalah berat dari bagian fly over yang merupakan elemen struktural ditambah dengan elemen non struktural yang dianggap tetap. Berat isi dari berbagai bahan adalah sebagai berikut:

Tabel 2.2 Berat Jenis Material

Bahan	Berat / Satuan isi kN/m ³
Campuran Aluminium	26.7
Lapisan permukaan beraspal	22.0
Besi Tuang	71.0

Timbunan tanah dipadatkan	17.2
Kerikil dipadatkan	18.8-22.7
Aspal Beton	22.0
Beton Ringan	12.25-19.6
Beton	22.0-25.0
Beton prategang	25.0-26.0
Beton bertulang	23.5-25.5
Timbal	111
Lempung lepas	12.5
Batu pasangan	23.5
Neoprin	11.3
Pasir Kering	15.7-17.2
Pasir basah	18.0-18.8
Lumpur lunak	17.2
Baja	77.0
Kayu (ringan)	7.8
Kayu (keras)	11.0
Air Murni	9.8
Air garam	10.0
Besi tempa	75.5

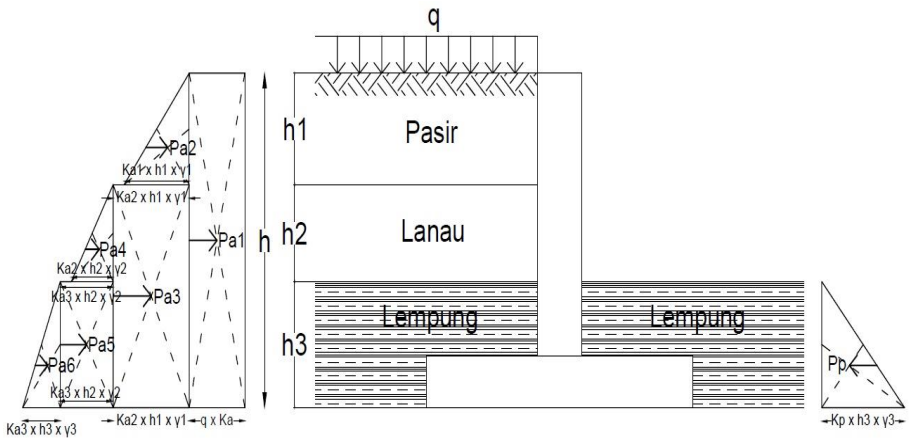
Sumber : RSNI T-02-2005

2. Beban Mati Tambahan

Beban mati tambahan adalah berat seluruh bahan yang membentuk suatu beban pada fly over yang merupakan elemen non struktural dan mungkin besarnya berubah selama umur rencana fly over. Beban mati tambahan diantaranya:

- Semua fly over harus direncanakan untuk bisa memikul beban tambahan yang berupa aspal beton setebal 50 mm untuk pelapisan kembali kemudian hari.
- Tambahan genangan air hujan setinggi 50 mm apabila saluran drainase tidak bekerjadengan baik.
- Sarana fly over lain, seperti berat dari pipa untuk saluran air bersih, saluran air kotor dan lai sebagainya yang bekerja

pada fly over harus ditinjau pada keadaan kosong dan



penyuh untuk mendapatkan kondisi yang membahayakan.

3. Tekanan Tanah

Dimana,

- γ = berat isi tanah (kN/m^3)
- h = kedalaman tanah (m)
- q = beban merata (kN/m)
- Ka = koefisien tekanan tanah aktif
- Kp = koefisien tekanan tanah pasif

Nilai dari tekanan tanah dapat dicari menggunakan rumus

$$Ka = \tan^2 \left(45 - \frac{\phi}{2} \right) \quad (2.1)$$

$$Kp = \tan^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right) \quad (2.2)$$

Gambar 2.1 Diagram Tekanan Tanah

Tekanan Tanah Aktif Akibat Gempa

$$P_{EA} = \gamma x K_{EA} - 2c\sqrt{K_{EA}} + q'K_{EA} \quad (2.3)$$

$$K_{EA} = \frac{\cos^2(\phi - \theta_o - \theta)}{\cos \theta_o \cos^2 \theta \cos(\theta + \theta_o + \delta_E) \left[1 - \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta_E) \sin(\phi - \alpha - \theta_o)}{\cos(\theta + \theta_o + \delta_E) \cos(\theta - \alpha)}} \right]^2} \quad (2.4)$$

Tekanan Tanah Pasif Akibat Gempa

$$P_{EP} = \gamma x K_{EP} - 2c\sqrt{K_{EP}} + q'K_{EP} \quad (2.5)$$

$$K_{EP} = \frac{\cos^2(\phi - \theta_o + \theta)}{\cos \theta_o \cos^2 \theta \cos(\theta - \theta_o + \delta_E) \left[1 - \sqrt{\frac{\sin(\phi - \delta_E) \sin(\phi - \alpha - \theta_o)}{\cos(\theta - \theta_o + \delta_E) \cos(\theta - \alpha)}} \right]^2} \quad (2.6)$$

Dimana,

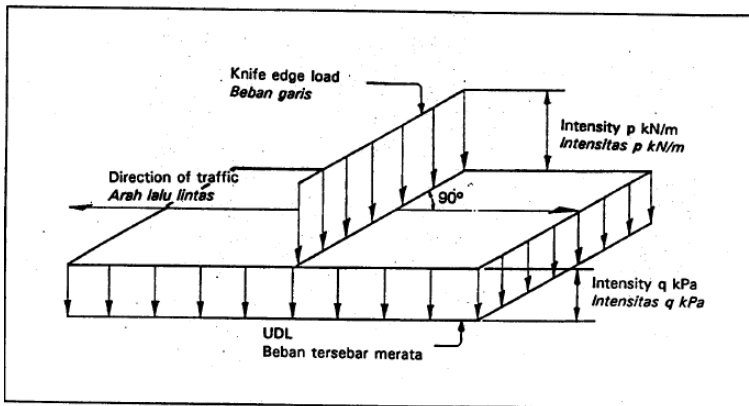
- P_{EA} = tekanan tanah aktif akibat gempa pada kedalaman x (kN/m²)
- PEP = tekanan tanah pasif akibat gempa pada kedalaman x (kN/m²)
- KEA = koefisien tekanan tanah aktif akibat gempa
- KEP = koefisien tekanan tanah pasif akibat gempa
- γ = berat isi tanah (kN/m³)
- x = kedalaman dimana tekanan tanah PEA dan PEP bekerja pada permukaan tembok penahan (m)
- c = kohesi tanah (kN/m²)
- q' = beban pada permukaan tanah (kN/m²)
- ϕ = sudut geser tanah (derajat)
- α = sudut kemiringan permukaan tanah terhadap bidang horizontal (derajat)
- β = sudut antara permukaan belakang tembok terhadap bidang vertikal (derajat)
- δ_E = sudut geser permukaan belakang tembok dengan tanah (derajat)

- θ_o = $\tan^{-1} kh$ (derajat)
- Kh = koefisien gempa horizontal sesuai peraturan gempa

2.1.2.2 Beban Lalu Lintas

1. Beban Lajur “D”

Beban lajur “D” terdiri dari beban tersebar merata (UDL) yang digabung dengan beban garis (KEL) seperti terlihat dalam Gambar 2.2. Sumber : RSNI T-02-2005



Gambar 2.2 Beban Lajur "D"

a. Beban Terbagi Rata (UDL)

UDL (Uniformly Distributed Load) mempunyai intensitas q kPa, dimana q tergantung pada panjang total fly over yang dibebani (L).

$$L \leq 30 \text{ m } q = 9,0 \text{ kPa} \quad (2.6)$$

$$L \geq 30 \text{ m } q = 9,0 * (0,5 + 15 / L) \text{ kPa} \quad (2.7)$$

Panjang yang dibebani L adalah panjang total UDL yang bekerja pada fly over. Beban UDL boleh ditempatkan dalam panjang terputus agar terjadi pengaruh maksimum. Dalam hal ini, L adalah jumlah

dari panjang masing-masing beban terputus tersebut. Beban UDL ditempatkan tegak lurus terhadap arah lalu lintas.

b. Beban Garis (KEL)

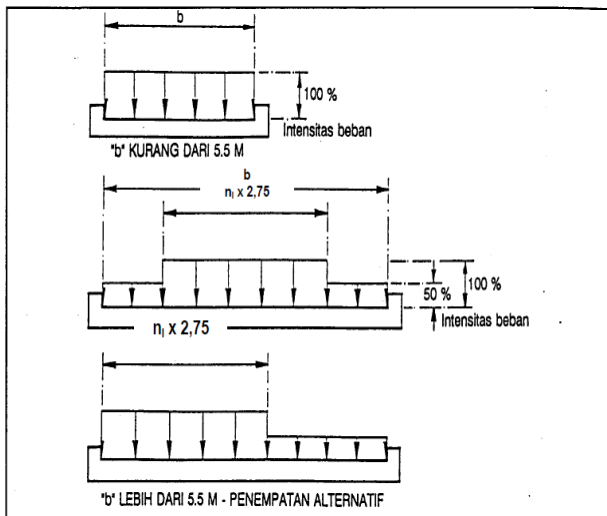
KEL (*Knife Edge Load*) sebesar P kN/m, harus ditempatkan tegak lurus dari arah lalu lintas. Besar intensitas $P = 49$ kN/m. Untuk mendapatkan momen lentur negative maximum pada fly over menerus, KEL kedua yang identik harus ditempatkan pada posisi dalam arah melintang fly over pada bentang lainnya.

Faktor beban dinamis (*Dinamic Load Allowance*) untuk KEL diambil sebagai berikut :

$$DLA = 0.4 \quad \text{untuk } L \leq 50 \text{ m} \quad (2.8)$$

$$DLA = 0.4 - 0.0025 \cdot (L - 50) \quad \text{untuk } 50 < L < 90 \text{ m} \quad (2.9)$$

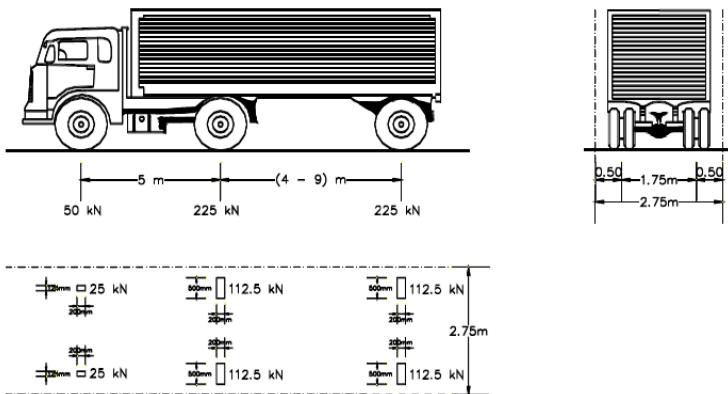
$$DLA = 0.3 \quad \text{untuk } L \geq 90 \text{ m} \quad (2.10)$$



Gambar 2.3 Beban Garis (KEL)

2. Pembebanan Truk “T”

Pembebanan truk “T” terdiri dari kendaraan truk semi-trailer yang mempunyai susunan dan berat as seperti terlihat pada Gambar 2.4. Berat dari masing-masing as disebarkan menjadi 2 beban merata sama besar yang merupakan bidang kontak antara roda roda dengan permukaan lantai. Jarak antara 2 as tersebut bisa diubah-ubah antara 4.0 m sampai 9.0 m untuk mendapatkan pengaruh terbesar pada arah memanjang.



Gambar 2.4 Konfigurasi Beban Roda Truk

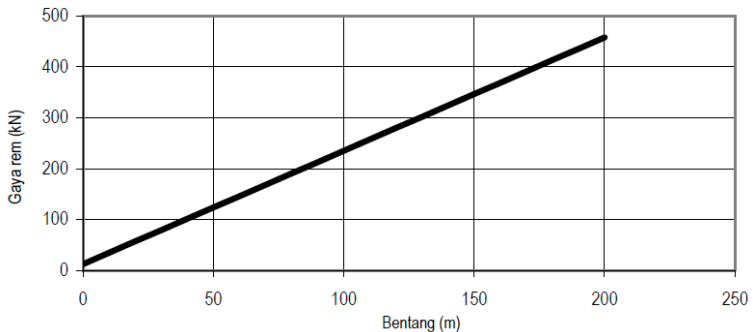
3. Gaya Rem

Bekerjanya gaya-gaya di arah memanjang fly over, akibat gaya rem dan traksi, harus ditinjau untuk kedua jurusan lalu lintas. Pengaruh ini diperhitungkan senilai dengan gaya rem sebesar 5% dari beban lajur D yang dianggap ada pada semua jalur lalu lintas tanpa dikalikan dengan faktor beban dinamis dan dalam satu jurusan. Gaya rem tersebut dianggap bekerja horisontal dalam arah sumbu fly over dengan titik tangkap setinggi 1,8 m di atas permukaan lantai kendaraan. Beban lajur D disini jangan direduksi bila panjang bentang melebihi 30 m, digunakan rumus 2.3. : $q = 9 \text{ kPa}$.

Tabel 2.3 Gaya Rem

Panjang Struktur (m)	Gaya Rem (kN)
$L \leq 80$	250
$80 < L < 180$	$2.5L + 50$
$L \geq 180$	500

Sumber : RSNI T-02-2005



Gambar 2.5 Gaya Rem Per Lajur 2,75 M

4. Beban Pejalan Kaki

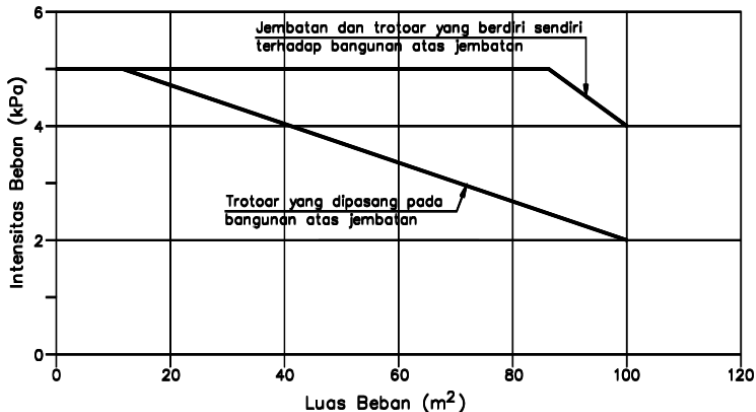
Semua elemen dari trotoar atau fly over penyeberangan yang langsung memikul pejalan kaki harus direncanakan untuk beban nominal 5 kPa. Fly over pejalan kaki dan trotoar pada fly over jalan raya harus direncanakan untuk memikul beban per m^2 dari luas yang dibebani seperti pada Gambar 2.6. Luas yang dibebani adalah luas yang terkait dengan elemen bangunan yang ditinjau. Apabila trotoar memungkinkan digunakan untuk kendaraan ringan atau ternak, maka trotoar harus direncanakan untuk bisa memikul beban hidup terpusat sebesar 20 kN.

Tabel 2.4 Intensitas Pembebanan Pejalan Kaki

Luas terpicik oleh unsur (m^2)	Intensitas Beban (kPa)
$A \leq 10$	5
$10 < A < 100$	$5.33 - A/30$

$LE \geq 100$	2
Bila kendaraan tidak dicegah naik ke kerb oleh penghaang rencana, trotoar juga harus direncanakan agar menahan beban terpusat 20 kN.	

Sumber : RSNI T-02-2005



Gambar 2.6 Intensitas Pembebanan Pada Trotoar

2.1.2.3 Beban Lingkungan

1. Beban Angin

Gaya akibat angin dihitung dengan rumus sebagai berikut :

$$T_{EW} = 0.0006 * C_w * (V_w)^2 * A_b \text{ kN} \quad (2.11)$$

Dimana,

- C_w = koefisien seret, lihat Tabel 2.4.
- V_w = Kecepatan angin rencana (m/det), lihat Tabel 2.5.
- A_b = luas bidang samping fly over (m²)

Beban garis merata tambahan arah horisontal pada permukaan lantai fly over akibat angin yang meniup kendaraan di atas fly over dihitung dengan rumus :

$$T_{EW} = 0.0012 * C_w * (V_w)^2 \text{ kN/m} \quad (2.12)$$

dengan, $C_w = 1.2$

Tabel 2.5 Koefisien Seret (C_w)

Struktur Atas Masif	C_w	Keterangan
$b/d = 1.0$	2.10	b = lebar total fly over dihitung dari sisi luar sandaran d = tinggi struktur atas
$b/d = 2.0$	1.50	
$b/d \geq 1.0$	1.25	

Sumber : RSNI T-02-2005

Untuk harga antara b/d dapat diinterpolasi

Tabel 2.6 Kecepatan Angin Rencana (V_w)

Kondisi Batas	Lokasi	
	s/d 5 km dari pantai	> 5 km dari pantai
Daya layan	30 m/det	25 m/det
Ultimit	35 m/det	30 m/det

Sumber : RSNI T-02-2005

2. Beban Gempa

Berdasarkan RSNI 2833:201x, jembatan harus direncanakan agar memiliki kemungkinan kecil untuk runtuh namun dapat mengalami kerusakan yang signifikan dan gangguan terhadap pelayanan akibat gempa dengan kemungkinan terlampaui 7% dalam 75 tahun atau periode ulang 1000 tahun.

Beban gempa diambil sebagai gaya horizontal yang ditentukan sebagai berikut :

$$E_Q = \frac{C_{sm}}{R} \cdot W_t$$

Dimana,

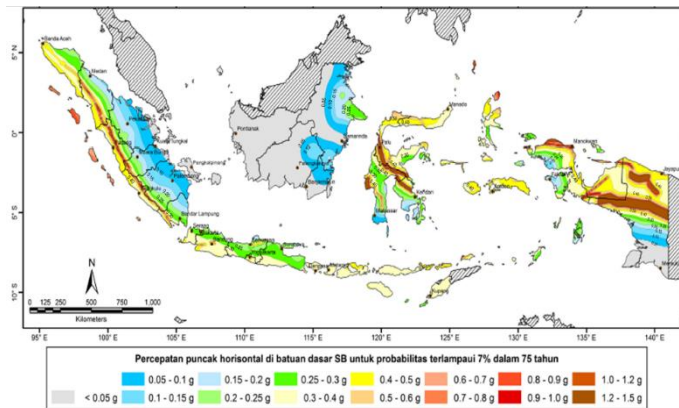
E_Q : adalah gaya gempa horizontal statis (kN)

C_{sm} : adalah koefisien respons elastik

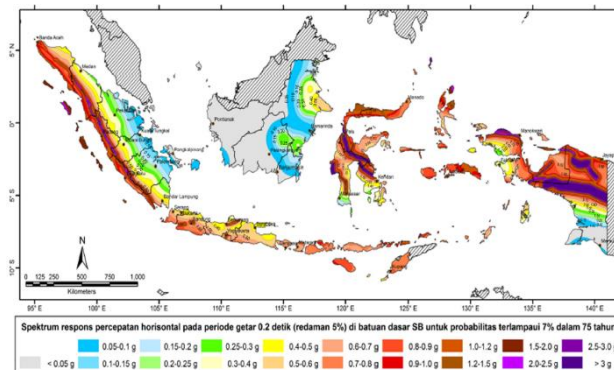
R : adalah faktor modifikasi respons

W_t : adalah berat total struktur terdiri dari beban mati dan beban hidup yang sesuai (kN)

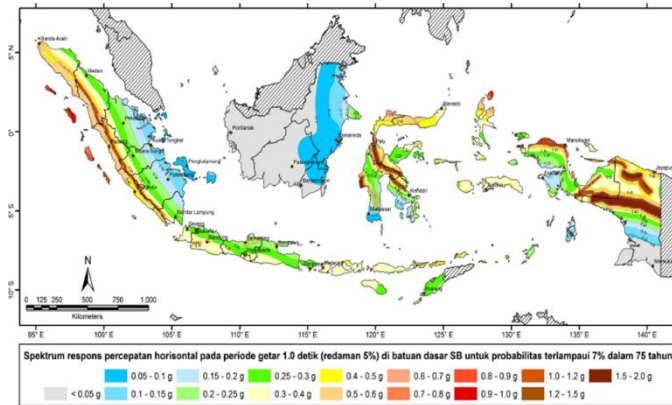
Koefisien respon elastik C_{sm} diperoleh dari peta percepatan batuan dasar dan spektra percepatan yang terdapat pada SNI 2833:201x atau pada gambar 2.7 sampai 2.9, sesuai dengan daerah gempa dan periode ulang gempa rencana. Koefisien percepatan yang diperoleh berdasarkan peta gempa dikalikan dengan suatu faktor amplifikasi sesuai dengan kondisi tanah sampai kedalaman 30 m di bawah struktur jembatan.



Gambar 2.8 Peta percepatan puncak di batuan dasar (PGA) untuk probabilitas terlampaui 7% dalam 75 tahun



Gambar 2.7 Peta respon spektra percepatan 0.2 detik di batuan dasar untuk probabilitas terlampaui 7% dalam 75 tahun



Gambar 2.9 Peta respon spektra percepatan 1 detik di batuan dasar untuk probabilitas terlampaui 7% dalam 75 tahun

A. Definisi Kelas Situs

Klasifikasi situs pada pasal ini ditentukan untuk lapisan setebal 30 m sesuai dengan yang didasarkan pada korelasi dengan hasil penyelidikan tanah lapangan dan laboratorium sesuai tabel berikut.

Tabel 2.7 Kelas situs

Kelas Situs	\bar{V}_s (m/s)	\bar{N}	\bar{S}_u (kPa)
A. Batuan Keras	$\bar{V}_s \geq 1500$	N/A	N/A
B. Batuan	$750 < \bar{V}_s \leq 1500$	N/A	N/A
C. Tanah Sangat Padat dan Batuan Lunak	$350 < \bar{V}_s \leq 750$	$\bar{N} > 50$	$\bar{S}_u \geq 100$
D. Tanah Sedang	$175 < \bar{V}_s \leq 350$	$15 \leq \bar{N} \leq 50$	$50 \leq \bar{S}_u \leq 100$
E. Tanah Lunak	$\bar{V}_s < 175$	$\bar{N} < 15$	$\bar{S}_u < 50$
	Atau setiap profil lapisan tanah dengan ketebalan lebih dari 3 m dengan karakteristik sebagai berikut : 1. Indeks plastisitas, $PI > 20$, 2. Kadar air (w) $\geq 40\%$, dan 3. Kuat geser tak terdrainase $\bar{S}_u < 25$ kPa		
F. Lokasi yang membutuhkan penyelidikan geoteknik dan analisis respon dinamik spesifik	Setiap profil lapisan tanah yang memiliki salah satu atau lebih dari karakteristik seperti : - Rentan dan berpotensi gagal terhadap beban gempa seperti likuifaksi, tanah lempung sangat sensitif, tanah tersementasi lemah - Lempung organik tinggi dan/atau gambut (dengan ketebalan > 3 m) - Plastisitas tinggi (ketebalan $H > 7,5$ m dengan $PI > 75$) - Lapisan lempung lunak/medium kaku dengan ketebalan $H > 35$ m		

Catatan : N/A = tidak dapat digunakan

Sumber : RSNi 2833:201x

$$\bar{V}_s = \frac{\sum_{i=1}^m t_i}{\sum_{i=1}^m \left(\frac{t_i}{V_{si}} \right)} \quad (2.13)$$

$$\bar{N} = \frac{\sum_{i=1}^m t_i}{\sum_{i=1}^m \left(\frac{t_i}{N} \right)} \quad (2.14)$$

$$\bar{S}_u = \frac{\sum_{i=1}^m t_i}{\sum_{i=1}^m \left(\frac{t_i}{S_{ui}} \right)} \quad (2.15)$$

Dimana,

- t_i = tebal lapisan tanah ke-i,
 V_{si} = kecepatan rambat gelombang geser melalui lapisan tanah ke-i,
 N_i = nilai hasil uji penetrasi standar lapisan tanah ke-i,
 S_{ui} = kuat geser tak terdrainase lapisan tanah ke-i,
 m = jumlah lapisan tanah yang ada di atas batuan dasar.
 Σ = 30 m.

B. Faktor Situs

Untuk penentuan respon spektra di permukaan tanah, diperlukan suatu faktor amplifikasi untuk PGA, periode pendek ($T=0,2$ detik) dan periode 1 detik. Faktor amplifikasi meliputi faktor amplifikasi getaran terkait percepatan pada batuan dasar (F_{PGA}), faktor amplifikasi periode pendek (F_a) dan faktor amplifikasi terkait percepatan yang mewakili getaran periode 1 detik (F_v). Tabel 2.8 dan Tabel 2.9 memberikan nilai-nilai F_{PGA} , F_a , dan F_v untuk berbagai klasifikasi jenis tanah.

Tabel 2.8 Faktor amplifikasi untuk POGA dan 0,2 detik (F_a)

Kelas situs	$PGA \leq 0,1$ $S_s \leq 0,25$	$PGA = 0,2$ $S_s = 0,5$	$PGA = 0,3$ $S_s = 0,75$	$PGA = 0,4$ $S_s = 1,0$	$PGA > 0,5$ $S_s \geq 1,25$
Batuan Keras (SA)	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
Batuan (SB)	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
Tanah Keras (SC)	1.2	1.2	1.1	1.0	1.0
Tanah Sedang (SD)	1.6	1.4	1.2	1.1	1.0
Tanah Lunak (SE)	2.5	1.7	1.2	0.9	0.9
Tanah Khusus (SF)	SS	SS	SS	SS	SS

Catatan : Untuk nilai-nilai antara dapat dilakukan interpolasi linier

Keterangan:

PGA adalah percepatan puncak batuan dasar sesuai peta percepatan puncak di batuan dasar (PGA) untuk probabilitas terlampaui 7% dalam 75 tahun (Gambar 1).

S_s adalah parameter respons spektra percepatan gempa untuk periode pendek ($T=0,2$ detik) dengan probabilitas terlampaui 7% dalam 75 tahun sesuai dengan Gambar 2.

SS adalah lokasi yang memerlukan investigasi geoteknik dan analisis respons dinamik spesifik.

Sumber : RSNI 2833:201x

Tabel 2.9 Faktor amplifikasi untuk periode 1 detik (F_v)

Kelas situs	$S_I \leq 0.1$	$S_I = 0.2$	$S_I = 0.3$	$S_I = 0.4$	$S_I \geq 0.5$
Batuan Keras (SA)	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
Batuan (SB)	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
Tanah Keras (SC)	1.7	1.6	1.5	1.4	1.3
Tanah Sedang (SD)	2.4	2.0	1.8	1.6	1.5
Tanah Lunak (SE)	3.5	3.2	2.8	2.4	2.4
Tanah Khusus (SF)	SS	SS	SS	SS	SS

Catatan : Untuk nilai-nilai antara dapat dilakukan interpolasi linier

Keterangan:

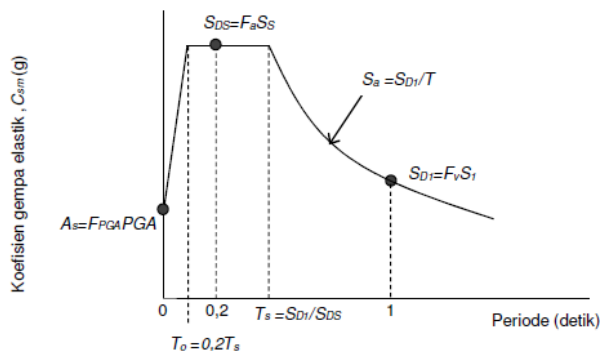
S_I adalah parameter respons spektra percepatan gempa untuk periode 1 detik dengan probabilitas terlampaui 7% dalam 75 tahun sesuai dengan Gambar 3.

SS adalah lokasi yang memerlukan investigasi geoteknik dan analisis respons dinamik spesifik

Sumber : RSNI 2833:201x

C. Respon Spektra Rencana

Respon spektra adalah nilai yang menggambarkan respon maksimum sistem berderajat kebebasan - tunggal pada berbagai frekuensi alami (periode alami) teredam akibat suatu goyangan tanah. Untuk kebutuhan praktis, maka respon spektra dibuat dalam bentuk respon spektra yang sudah disederhanakan seperti pada gambar 2.10. Sumber : RSNI 2833:201x



Gambar 2.10 Respon Spectra

Respon spektra di permukaan tanah ditentukan dari 3 (tiga) nilai percepatan puncak yang mengacu pada peta gempa Indonesia dengan probabilitas terlampaui 7% dalam 75 tahun (PGA , S_s dan S_1), serta nilai faktor amplifikasi F_{PGA} , F_a , dan F_v . Perumusan respon spektra adalah sebagai berikut :

$$A_s = F_{PGA} \times PGA \quad (2.16)$$

$$S_{DS} = F_a \times S_s \quad (2.17)$$

$$S_{D1} = F_v \times S_1 \quad (2.18)$$

D. Koefisien Respon Gempa Elastik

Untuk periode lebih kecil dari T_0 , koefisien respons gempa elastik (C_{sm}) didapatkan dari persamaan berikut :

$$C_{sm} = (S_{DS} - A_s) \frac{T}{T_0} + A_s \quad (2.19)$$

Untuk periode lebih besar atau sama dengan T_0 , dan lebih kecil atau sama dengan T_s , respons spektra percepatan, C_{sm} adalah sama dengan S_{DS} .

Untuk periode lebih besar dari T_s , koefisien respons gempa elastik (C_{sm}) didapatkan dari persamaan berikut :

$$C_{sm} = \frac{S_{D1}}{T} \quad (2.20)$$

Keterangan:

S_{DS} = nilai spektra permukaan tanah pada periode pendek ($T=0,2$ detik).

S_{D1} = nilai spektra permukaan tanah pada periode 1,0 detik

$$T_0 = 0.2 T_s \quad (2.21)$$

$$T_s = S_{D1}/S_{DS} \quad (2.22)$$

Penggunaan masing-masing persamaan dapat membentuk respons spektra di permukaan seperti diperlihatkan pada Gambar 2.10.

E. Faktor Modifikasi Respon

Gaya gempa rencana pada bangunan bawah dan hubungan antara elemen struktur ditentukan dengan cara membagi gaya gempa elastis dengan faktor modifikasi respon (R) sesuai dengan Tabel 2.10 dan Tabel 2.11.

Apabila digunakan analisis dinamik riwayat waktu, maka faktor modifikasi respon (R) diambil sebesar 1 untuk seluruh jenis bangunan bawah dan hubungan antar elemen struktur.

Tabel 2.10 Faktor Modifikasi Respon (R) Untuk Bangunan Bawah

Bangunan bawah	Kategori kepentingan		
	Sangat penting	Penting	Lainnya
Pilar tipe dinding	1,5	1,5	2,0
Tiang/kolom beton bertulang			
Tiang vertikal	1,5	2,0	3,0
Tiang miring	1,5	1,5	2,0
Kolom tunggal	1,5	2,0	3,0
Tiang baja dan komposit			
Tiang vertikal	1,5	3,5	5,0
Tiang miring	1,5	2,0	3,0
Kolom majemuk	1,5	3,5	5,0

Catatan:

Pilar tipe dinding dapat direncanakan sebagai kolom tunggal dalam arah sumbu lemah pilar

Sumber : RSNI 2833:201x

Tabel 2.11 Faktor modifikasi respon (R) untuk hubungan antar elemen struktur

Hubungan elemen struktur	Semua kategori kepentingan
Bangunan atas dengan kepala jembatan	0,8
Sambungan muai (dilatasi) pada bangunan atas	0,8
Kolom, pilar, atau tiang dengan bangunan atas	1,0
Kolom atau pilar dengan fondasi	1,0

Sumber : RSNI 2833:201x

Gaya gempa harus diasumsikan untuk dapat bekerja dari semua arah lateral. Faktor modifikasi respon (R) yang sesuai harus digunakan di kedua arah sumbu ortogonal

bangunan bawah. Pilar tipe dinding dapat dianalisis sebagai kolom tunggal dalam arah sumbu lemah.

F. Kombinasi Pembebanan

Gaya gempa elastis yang bekerja pada struktur jembatan harus dikombinasi sehingga memiliki 2 tinjauan pembebanan sebagai berikut :

- 100% gaya gempa pada arah x dikombinasikan dengan 30% gaya gempa pada arah y.
- 100% gaya gempa pada arah y dikombinasikan dengan 30% gaya gempa pada arah x.

Sehingga apabila diaplikasikan dengan memperhitungkan variasi arah maka kombinasi gaya gempa menjadi sebagai berikut :

$$1. \quad DL + YEQLL \pm EQx \pm 0,3 EQy \quad (2.23)$$

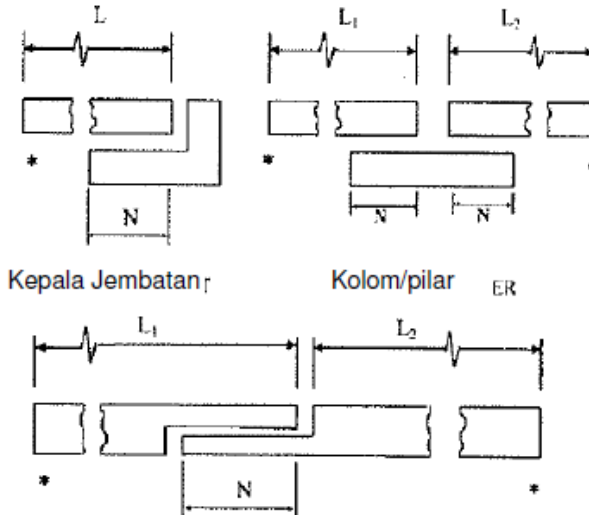
$$2. \quad DL + YEQLL \pm EQy \pm 0,3 EQx \quad (2.24)$$

Dimana,

- DL adalah beban mati yang bekerja (kN)
- Y_{EQ} adalah faktor beban hidup kondisi gempa
 $Y_{EQ} = 0,5$ (jembatan sangat penting)
 $Y_{EQ} = 0,3$ (jembatan penting)
 $Y_{EQ} = 0$ (jembatan lainnya)
- LL adalah beban hidup yang bekerja (kN)
- EQx adalah beban gempa yang bekerja pada arah x
- EQy adalah beban gempa yang bekerja pada arah y

G. Persyaratan Panjang Perletakan Minimum

Panjang perletakan pada tumpuan tanpa penahan (Gambar 2.8), STU , atau peredam harus dapat mengakomodasi simpangan maksimum yang telah diperhitungkan, kecuali jembatan pada zona 1, atau persentase panjang perletakan empiris (N). Jika tidak, maka diperlukan penahan lateral.



*siar muai atau ujung lantai jembatan

Gambar 2.11 Panjang Perletakan

Sumber : RSNI 283:201x

$$N = (-0,782 + 0,02L + 0,08H)(1 + 0,000125S^2) \quad (2.25)$$

Dimana,

N = adalah panjang perletakan minimum diukur normal terhadap *centerline* tumpuan (m)

L = adalah panjang lantai jembatan diukur dari siar muainya. Apabila terdapat sambungan pada suatu bentang, maka L merupakan penjumlahan antara bentang sebelum dan setelah sambungan. Untuk jembatan bentang tunggal, L sama dengan panjang lantai jembatan (m).

H = adalah rata-rata tinggi kolom yang mendukung lantai jembatan pada tiap bentang jembatan untuk kepala jembatan (m). Untuk kolom, tinggi kolom atau pilar jembatan (m). Untuk sambungan pada

bentang, rata-rata tinggi dua kolom atau pilar terdekat (m). $H=0$ untuk jembatan bentang tunggal (m).

S = adalah kemiringan perletakan diukur dari garis normal terhadap bentangnya (mm)

H. Persyaratan P- Δ

Perpindahan lateral kolom atau pilar baik dalam arah longitudinal atau melintang harus memenuhi persyaratan sebagai berikut :

$$\Delta Pu < 0,25 \emptyset Mn \quad (2.26)$$

Dimana,

$$\Delta = Rd \cdot \Delta e \quad (2.27)$$

Bila $T < 1,25 Ts$

$$Rd = \left(1 - \frac{1}{R}\right) \cdot \frac{1,25Ts}{T} + \frac{1}{R} \quad (2.28)$$

Bila $T \geq Ts$, maka :

$$Rd = 1 \quad (2.29)$$

Keterangan,

Δ = adalah perpindahan titik kolom atau pilar relatif terhadap dasar fondasi (m)

Δe = adalah perpindahan berdasarkan analisis gempa elastis (m)

T = adalah periode moda getar fundamental (detik)

Ts = $\frac{Sd1}{Sdb}$ (detik)

R = adalah faktor modifikasi respons sesuai tabel 2.10 dan 2.11

Pu = adalah beban aksial terfaktor pada kolom atau pilar (kN)

\emptyset = adalah faktor reduksi lentur pada kolom

Mn = adalah kuat lentur nominal kolom atau pilar (kN)

2.1.3 Kombinasi Pembebanan dan Faktor Beban

2.1.3.1 Umum

Kombinasi beban umumnya didasarkan kepada beberapa kemungkinan tipe yang berbeda dari aksi yang bekerja secara bersamaan. Aksi rencana ditentukan dari aksi nominal yaitu mengalikan aksi nominal dengan factor beban yang memadai.

Tabel 2.12 Simbol Tipe Aksi Rencana

Aksi Tetap		Aksi Transien	
Nama	Simbol	Nama	Simbol
Berat Sendiri	Pms	Beban lajur “D”	Ttd
Beban mati tambahan	Pma	Beban truk “T”	Ttt
Penyusutan/rangkak	Psr	Gaya rem	Ttb
Prategang	Ppr	Gaya sentrifugal	Ttr
Pengaruh pelaksanaan tetap	Ppl	Beban pejalan kaki	Ttp
Tekanan tanah	Pta	Beban tumbukan	Ttc
penurunan	Pes	Beban angin	Tew
		Gempa	Teq
		Getaran	Tvi
		Geekan padaa perletakan	Tbf
		Pengaruh temperature	Tet
		Arus/hanyutan/tum bukan	Tef
		Hidro/daya apung	Teu
		Beban pelaksanaan	Tcl

Sumber : RSNI T-02-2005

2.1.3.2 Pengaruh Umur Rencana

Factor beban untuk keadaan batas ultimit didasarkan kepada umur rencana fly over 50 tahun. Untuk fly over dengan

umur rencana yang berbeda, factor beban ultimit harus diubah menggunakan factor pengali seperti pada tabel 2.13.

Tabel 2.13 Faktor Pengali Beba Ultimit

Klasifikasi Fly over	Umur Rencana	Kalikan Ku dengan	
		Aksi Tetap	Aksi Transien
Jembatan sementara	20 tahun	1	0,87
Fly over biasa	50 tahun	1	1
Fly over khusus	100 tahun	1	1,1

Sumber : RSNI T-02-2005

2.1.3.3 Kombinasi Keadaan Batas Layan

Pada keadaan batas daya layan, lebih dari satu aksi transien bias terjadi secara bersamaan. Factor beban yang sudah dikurangi diterapkan dalam hal ini untuk mengurangi kemungkinan dari peristiwa ini, seperti diberikan pada tabel 2.14.

Tabel 2.14 Kombinasi Beban Untuk Keadaan Batas Daya Layan

Kombinasi primer	Aksi tetap + satu aksi transien
Kombinasi sekunder	Kombinasi primer + 0.7 x satu aksi transien lainnya
Kombinasi tersier	Kombinasi primer + 0.5 x dua atau lebih aksi transien

Sumber : RSNI T-02-2005

2.1.3.4 Kombinasi Keadaan Batas Ultimit

Kombinasi pada keadaan batas ultimit terdiri dari jumlah penngaruh aksi tetap dengan satu pegaruh transien. Pada keadaan batas ultimit, tidak diadakan aksi transien lain untuk kombinasi dengan aksi gempa. Ringkasan dari kombinasi beban yang lazim diberikan pada tabel 2.15 dibawah.

Tabel 2.15 Kombinasi Beban Umum Untuk Keadaan Batas Kelayanan Dan Ultimit

Aksi Permanen : Berat sendiri Beban mati tambahan Susut rangk Pratekan Pengaruh beban tetap pelaksanaan Tekanan tanah Penurunan	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X
Aksi Transien : Beban lajur "D" atau beban truk "T"	X	o	o	o	o		X	o	o	o	o	
Gaya rem atau gaya sentrifugal	X	o	o	o	o		X	o	o	o		
Beban pejalan kaki		X						X				
Gesekan perletakan	o	o	X	o	o	o	o	o	o	o		o
Pengaruh suhu	o	o	X	o	o	o	o	o	o	o		o
Aliran / hanyutan / batang kayu dan hidrostatik / apung	o		o	X	o	o	o		X	o		o
Beban angin			o	o	X	o	o		o	X		o
Aksi Khusus : Gempa											X	
Beban tumbukan												
Pengaruh getaran	X	X										
Beban pelaksanaan						X						X
* X = berarti beban yang selalu aktif * O = berarti beban yang boleh dikombinasi dengan beban aktif, tunggal atau seperti ditunjukkan. (1) = aksi permanen "x" KBL + beban aktif "x" KBL + 1 beban "o" KBL (2) = aksi permanen "x" KBL + beban aktif "x" KBL + 1 beban "o" KBL + 0,7 beban "o" KBL (3) = aksi permanen "x" KBL + beban aktif "x" KBL + 1 beban "o" KBL + 0,5 beban "o" KBL + 0,5 beban "o" KBL							Aksi permanen "x" KBU + beban aktif "x" KBU + 1 beban "o" KBL					

Sumber : RSNI T-02-2005

2.1.3.5 Faktor Beban

Beban dari setiap aksi harus dikalikan dengan factor ultimit untuk mendapatkan beban ultimit. Factor beban keadaan batas ultimit dapat dilihat pada tabeh 2.16.

Tabel 2.16 Faktor Beban Keadaan Batas Ultimit

Jenis	Faktor Beban Keadaan Batas Ultimate	
	Keterangan	Faktor Beban
Berat sendiri	Baja	1.1
	Beton cor ditempat	1.3
Beban mati tambahan	Kasus umum	2.0
	Kasus khusus	1.4
Tekanan Tanah	-	1.25

Beban lajur :D”	-	2.0
Beban Truk “T”	-	2.0
Gaya Rem	-	2.0
Beban Pejalan Kaki	-	2.0
Pengaruh Temperature	-	1.2
Beban Angin	-	1.2
Beban Gempa	-	1.0

Sumber : RSNI T-02-2005

2.2 Bangunan Atas

2.2.1 Bangunan Utama

A. Pelat Lantai Kendaraan

Pelat lantai berfungsi sebagai konstruksi penahan beban lalu lintas. Konstruksi pelat lantai dicor dan menumpu seluruhnya pada metal dek, sehingga pelat lantai hanya menahan beban tekan saja dari beban lalu lintas dan tidak mengalami lentur karena sudah ditahan oleh metal dek tadi. Artinya perencanaan tulangan pelat lantai hanya pada daerah tekan saja.

Sebenarnya konstruksi pelat lantai bagian tengah diasumsikan tertumpu menerus pada gelagar-gelagar di empat sisi-sisinya, sedangkan pada bagian tepi dianggap sebagai konstruksi kantilever yang menumpu pada gelagar memanjang.

Pelat lantai yang berfungsi sebagai lantai kendaraan pada jembatan harus mempunyai tebal minimum (t_s) yang memenuhi kedua ketentuan sebagai berikut :

$$t_s \geq 200 \text{ mm}$$

$$t_s \geq (100 + 40L) \text{ mm}$$

dimana,

L = bentang pelat diukur dari pusat ke pusat tumpuan (dalam meter)

B. Balok I Girder

Balok I-Girder berfungsi sebagai penerima beban dari pelat lantai kendaraan dan meneruskannya ke abutment atau pilar. Dimensi balok I-Girder bervariasi tergantung dari bentang dan jarak antar balok yang direncanakan. Untuk dimensi balok I-Girder yang digunakan mengacu pada produksi dari Wika Beton, dengan brosur terlampir. Detail perencanaan balok prategang dapat dilihat pada sub bab 2.5.

C. Diafragma

Diafragma pada jembatan berfungsi sebagai pengaku balok girder, sehingga tidak terjadi perbedaan lendutan yang ekstrim pada salah satu balok. Tidak ada pedoman yang pasti dalam merencanakan dimensi diafragma jembatan, sehingga digunakan acuan sebagai berikut :

Tinggi diafragma = $0,6 \text{ s/d } 0,9 \text{ h}$

Tebal diafragma = $0,3 \text{ h}$

Dimana h adalah tinggi balok girder.

D. Elastomer

Perancangan bantalan elastomer tipe berlapis dengan perkuatan pelat baja membutuhkan keseimbangan kekakuan untuk menopang beban tekan yang besar dan untuk mengakomodasi translasi dan rotasi. Tebal bantalan tergantung pada besarnya pergerakan yang disyaratkan. Regangan geser akibat translasi harus dibatasi kurang dari 0.5 mm/mm untuk mencegah guling dan kelelahan yang berlebihan. Ketebalan total elastomer, harus dirancang dua kali lebih besar dari translasi rencana. Untuk memastikan kestabilannya, ketebalan total bantalan karet tidak boleh melebihi $L/3$ dan/atau $W/3$. Semua lapisan internal di dalam bantalan karet harus memiliki ketebalan yang sama,

dan lapisan karet penutup tidak boleh lebih dari 70% ketebalan lapisan internal layer.

Beban yang harus dihitung diterima oleh bantalan adalah beban hidup ditambah beban mati rencana. Di dalam perhitungan beban – beban ini harus di konversi menjadi tegangan rata-rata berdasarkan luas area bantalan yang menerima beban seperti rumus berikut ini.

$$\sigma_s = \frac{P_{DL} + P_{LL}}{A} \quad (2.26)$$

$$\sigma_L = \frac{P_{LL}}{A} \quad (2.27)$$

Dimana:

- σ_s = tegangan rata-rata akibat beban total (MPa)
- σ_L = tegangan rata-rata akibat beban hidup (MPa)
- P_{DL} = beban mati rencana (N)
- P_{LL} = beban hidup rencana (N)
- A = luas keseluruhan (*bonded surface area*) (mm²)

Kekakuan dari bantalan karet ketika dalam kondisi terbebani pada permukaannya terkekang terhadap gelincir, yang tergantung pada faktor bentuk (S) yang merupakan rasio dari daerah yang tertekan (area under compression) terhadap area yang bebas untuk menjadi gembung (area free to bulge). Faktor bentuk untuk lapisan-lapisan elastomer tanpa lubang harus dihitung sebagai berikut :

$$S = \frac{A}{I_p h_{ri}} \quad (2.28)$$

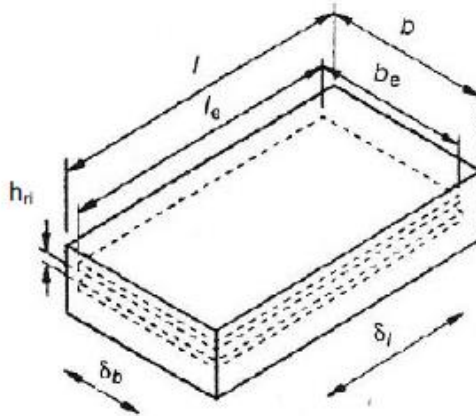
$$I_p = 2(L + W) \quad (2.29)$$

$$A = LW \quad (2.30)$$

Dimana:

- S = faktor bentuk
- A = luas keseluruhan (bonded surface area) (mm²)
- I_p = keliling elastomer, termasuk lubang (bonded surface perimeter) (mm)

- h_{ri} = ketebalan efektif karet pada lapisan antara (internal layer) (mm)
- L = panjang efektif keseluruhan elastomer (mm)
- W = lebar efektif keseluruhan elastomer (mm)



Gambar 2.12 Reperesentasi Perletakan Bantalan Elastomer

Faktor bentuk (S) harus berada dalam batas berikut ini :

- Untuk bantalan tipe berlapis $4 < S < 12$ **(2.31)**

Terlepasnya elastomer dari pelat penguatnya juga menjadi hal yang penting untuk dipertimbangkan. Hal ini dapat dikendalikan dengan membatasi tegangan tekan maksimum akibat kombinasi beban pada elastomer sebesar 7.0 MPa untuk bantalan yang mengalami deformasi geser. Terlepasnya elastomer dari pelat penguatnya dicegah dengan mengabungkan batasan tekan yang dipenuhi berdasarkan persamaan 2.32 dan 2.33.

$$\sigma_S \leq 7.0 \text{ MPa} \quad (2.32)$$

$$\sigma_S \leq 1.0 \text{ GS} \quad (2.33)$$

Dimana,

- G = modulus geser elastomer (MPa)
- S = faktor bentuk
- σ_S = tegangan rata-rata akibat beban total (MPa)

Untuk bantalan karet tipe berlapis yang dikekang terhadap deformasi geser, besarnya tegangan dapat dinaikkan sebesar 10%.

Pemisahan (separation) antara ujung bantalan dengan struktur yang menumpu harus dicegah pada saat terjadinya rotasi, karena pemisahan dapat menyebabkan tegangan tarik pada elastomer dan berpotensi menyebabkan sobek (delaminasi). Pemisahan dicegah dengan mengabungkan batasan tekan dan rotasi. Toleransi rotasi untuk pelaksanaan yang diizinkan menurut AASHTO LRFD 4th Edition tahun 2007 sebesar 0.005 radian.

$$\sigma_S \geq 0.5 GS \left(\frac{L}{h_{ri}} \right)^2 \frac{\theta_{S,X}}{n} \quad (2.34)$$

$$\sigma_S \geq 0.5 GS \left(\frac{W}{h_{ri}} \right)^2 \frac{\theta_{S,X}}{n} \quad (2.35)$$

Dimana,

- n = jumlah lapisan internal karet
- G = modulus geser elastomer (MPa)
- $\theta_{S,X}$ = maksimum perputaran pada setiap sumbu (rad)
- S = faktor bentuk
- h_{ri} = ketebalan lapisan internal (mm)
- W = lebar dari bantalan elastomer (tegak lurus terhadap sumbu memanjang fly over) (mm).
- L = panjang dari bantalan elastomer (sejajar dengan sumbu memanjang fly over) (mm).

Tegangan tarik akan terjadi pada pelat baja karena menahan pergerakan karet. Tegangan tarik ini dapat menentukan tebal pelat yang dibutuhkan, sehingga tebal pelat harus ditentukan berdasarkan :

$$h_S \geq \frac{3h_{rmax}\sigma_S}{f_y} \quad (2.36)$$

Untuk perhitungan ketahanan fatik berdasarkan AASHTO LRFD 4th Ed 2007 pasal 6.6.1.2.5, kebutuhan pelat ditentukan berdasarkan:

$$h_S \geq \frac{2h_{rmax}\sigma_L}{\Delta F_{TH}} \quad (2.37)$$

Keterangan :

- h_{rmax} = ketebalan maksimum lapisan elastomer pada bantalan elastomer (mm)
- h_S = ketebalan lapisan plat pada elastomer berlapis plat (mm)
- f_y = batas ulur dari pelat baja yang digunakan (MPa)
- ΔF_{TH} = batas fatik (constant amplitude fatigue threshold) yang digunakan (MPa)
- σ_S = tegangan rata-rata akibat beban total (MPa)
- σ_L = tegangan rata-rata akibat beban hidup (MPa)

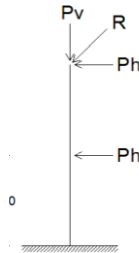
E. Diafragma

Diafragma fly over berfungsi sebagai pengaku pada balok I girder. Pembebanan pada diafragma meliputi beban mati yang terdiri dari berat sendiri diafragma dan perbedaan elevasi girder pada sisi satu dengan yang lain.

2.2.2 Bangunan Sekunder

A. Tiang Sandaran

Berdasarkan *Pedoman Perencanaan Pembebanan Fly over Jalan Raya Pasal 1 hal. 10 (PPPJJR 1987)*, “Tiang-tiang sandaran pada setiap tepi trotoar harus diperhitungkan untuk dapat menahan beban horizontal dan vertical sebesar 100 kg/m^2 , yang bekerja pada tinggi 90 cm di atas lantai trotoar”.



Gambar 2.13 Pembebanan Pada Tiang Sandaran

Analisa Pembebanan :

1. Beban Mati yang bekerja :
 - Berat Sendiri
2. Beban Hidup yang bekerja :
 - Beban horizontal
 - Beban Vertikal

B. Trotoar

“Lebar bersih minimum trotoar antara sandaran atau penghalang-penghalang adalah 1.5 m. Apabila tidak terdapat sandaraan dalam atau penghalang maka lebar bersih trotoar dapat dikurangi sampai 1.0 m”. *BDC, BMS Pasal 1.5.1 hal 1-24 sampai 1-25*

Berdasarkan *Pedoman Perencanaan Pembebanan Fly over Jalan Raya Pasal 1 hal. 10 (PPPJJR 1987)* bahwa, “Konstruksi trotoar harus diperhitungkan terhadap beban hidup sebesar 500 kg/m^2 . Dalam perhitungan kekuatan gelagar karena pengaruh

beban hidup pada trotoar, diperhitungkan beban sebesar 60% beban hidup trotoar”.

Analisa Pembebanan

Beban Mati yang bekerja pada trotoar :

- Beban Sendiri Trotoar
- Beban Sendiri Plat Lantai
- Beban Pipa Sandaran
- Beban Tiang Sandaran

Beban Mati Tambahan yang bekerja pada trotoar :

- Beban air hujan

Beban Hidup yang bekerja pada trotoar:

- Beban pejalan kaki.

C. Kerb

Berdasarkan *Pedoman Perencanaan Pembebanan Fly over Jalan Raya Pasal 1 hal. 10 (PPPJJR 1987)* bahwa, “Kerb yang terdapat pada tepi-tepi lantai kendaraan harus diperhitungkan untuk dapat menahan satu beban horisontal ke arah melintang fly over sebesar 500 kg/m yang bekerja pada uncak kerb yang bersangkutan atau pada tinggi 25 cm di atas permukaan lantai kendaraan apabila kerb yang bersangkutan lebih tinggi dari 25 cm”.

D. Sambungan Muai

Rumus dalam merencanakan *expansion joint* adalah sebagai berikut:

$$\Delta_{expansion\ joint} = \Delta_{cr+sh} + 2\Delta_{temp} \quad (2.51)$$

Deformasi akibat *creep*

Rangkak merupakan regangan jangka panjang yang tergantung pada suatu kondisi tegangan tetap.

Perhitungan *creep* (RSNI T-12-2004):

$$\Delta_{cr} = \varepsilon_{cc,t}.L \quad (2.38)$$

$$\varepsilon_{cc,t} = \Phi_{cc}(t).\varepsilon_e \quad (2.39)$$

Koefisien rangkak, $\Phi_{cc}(t)$, bila tidak dilakukan pengukuran atau pengujian secara khusus, bisa dihitung dari rumusan

$$\Phi_{cc}(t) = (t^{0.6}/(10+t^{0.6})).C_u \quad (2.40)$$

Keterangan:

- ϵ_e = Regangan elastis sesaat akibat bekerjanya tegangan tetap.
- t = Umur rencana pembebanan (10 tahun atau 3650 hari).
- C_u = Koefisien rangkak maksimum.
- L = Panjang bentang

Tabel 2.17 Konfigurasi standar rangkak beton

Kekuatan karakteristik f_c' [MPa]	20	25	30	35	40 – 60
Koef. Rangkak maksimum C_u	2,8	2,5	2,3	2,15	2,0

Sumber : RSNI T-12-2004

Deformasi akibat *shrinkage* (susut beton) (**RSNI T-12-2004**)

Perhitungan shrinkage:

$$\Delta_{sh} = \epsilon_{cs,t}.L \quad (2.41)$$

$$\epsilon_{cs,t} = (t/(35+t)).\epsilon_{cs,u} \quad (2.42)$$

Keterangan:

- $\epsilon_{cs,t}$ = Nilai regangan susut beton pada umur t hari.
- t = Umur beton yang dirawat basah dilokasi pekerjaan, terhitung sejak 7 hari pengecoran ($t = 50$ hari).
- $\epsilon_{cs,u}$ = Nilai susut maksimum beton.

Tabel 2.18 Koefisien Standar Susut Beton

Kekuatan karakteristik f_c' [MPa]	20	25	30	35	40 – 60
Koef. susut maksimum $\varepsilon_{cs,t}$	0,000174	0,000170	0,000163	0,000161	0,000153

Sumber : RSNI T-12-2004

Deformasi akibat perubahan suhu (**RSNI T-12-2004**)

$$\Delta L = L \cdot \alpha \cdot \Delta T \quad (2.43)$$

$$\Delta T = (T_{\max} - T_{\min}) / 2 \quad (2.44)$$

Keterangan:

- $T_{\max} = 40^\circ\text{C}$
- $T_{\min} = 27^\circ\text{C}$
- $\alpha = \text{Koefisien muai panjang beton} = 10 \cdot 10^{-6} \text{ per } ^\circ\text{C}$ (*RSNI T-12-2004*)

2.3 Bangunan Bawah

Struktur bangunan bawah fly over terdiri dari kepala fly over (abutment) dan pondasi. Bagian – bagian tersebut akan dijelaskan sebagai berikut :

A. Abutment

Desain kepala jembatan (abutment) harus disesuaikan dengan jenis pondasi yang digunakan dan ketinggian dari fly over yang direncanakan. Jika pemilihan jenis kepala fly over sudah ditentukan maka pendesainan dapat dilihat pada ***Bridge Design Manual, BMS hal 3-28 sampai 3-41.***

Beban yang diterima kepala fly over antara lain adalah beban bangunan atas, berat sendiri kepala fly over, beban gempa, dan tekanan tanah. Tekanan tanah aktif merupakan tekanan tanah yang membebani dinding penahan tanah secara horizontal yang berada di bagian

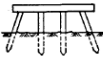





belakang dinding penahan, apabila dinding penahan tanah, sedangkan tekanan tanah pasif mempunyai tegangan horizontal yang arahnya berlawanan dengan tekanan tanah aktif.

Pada bagian tanah dibelakang dinding penahan harus diperhatikan adanya beban tambahan yang bekerja akibat beban lalu lintas di atas tanah. Besarnya beban tambahan setara dengan tanah setebal 0.6 m yang bekerja secara merata pada bagian tanah yang dilewati beban lalu lintas tersebut. (**Bridge Design Code, BMS hal 2-18**).

B. Pilar

Pilar digunakan untuk menyalurkan gaya – gaya vertical dan horizontal dari bangunan atas pada pondasi. Bentuk umum pilar berdasarkan pada **Bridge Design Manual, BMS hal 3-1** adalah sebagai berikut.

Tabel 2. 1. Jenis pilar tipikal

JENIS PILAR		TINGGI TIPIKAL (m)			
		0	10	20	30
PILAR BALOK CAP TIANG SEDERHANA Dua baris tiang adalah umumnya minimal					
PILAR KOLOM TUNGGAL Dianjurkan kolom sirkular pada aliran arus.		5	15		
PILAR TEMBOK Ujung bundar dan alinemen tembok sesuai arah aliran membantu mengurangi gaya aliran dan geseran lokal.		5		25	
PILAR PORTAL SATU TINGKAT (KOLOM GANDA ATAU MAJEMUK) Dianjurkan kolom sirkular pada aliran arus. Pemisahan kolom dengan 2D atau lebih membantu kelancaran aliran arus.		5	15		
PILAR PORTAL DUA TINGKAT				15	25
PILAR TEMBOK - PENAMPANG I Penampang ini mempunyai karakteristik tidak baik terhadap aliran arus dan dianjurkan untuk penggunaan didarat.					25

Sumber : BMS

C. Pilecap / Pondasi Telapak

Pondasi merupakan bagian struktur paling bawah dari suatu struktur bangunan yang berfungsi sebagai menyalurkan beban-beban terpusat dari bangunan bawah ke dalam tanah pendukung sehingga hasil tegangan dan gerakan tanah dapat dipikul oleh struktur keseluruhan. Jenis pondasi yang umum digunakan adalah pondasi dangkal berupa pondasi langsung dan sumuran, dan pondasi dalam berupa pondasi tiang pancang, tiang bor dan sumuran (**Bridge Design Manual, BMS hal 3-3**). Penentuan jenis pondasi dipengaruhi oleh keadaan tanah disekitar bangunan dan jenis bangunan itu sendiri.

Tahap perencanaan pondasi menurut BMS adalah sebagai berikut :

1. periksa rencana tahanan lateral ultimate (**Bridge Design Manual, BMS hal 9-3**)

$$SF = \frac{\text{Jumlah momen U.L.S yang menahan geser}}{\text{Jumlah momen U.L.S yang menyebabkan geser}} \geq 1.1$$

(2.45)

2. periksa stabilitas terhadap putar rotasi (**Bridge Design Manual, BMS hal 9-12**)

$$SF = \frac{\text{Jumlah momen U.L.S yang menahan guling}}{\text{Jumlah momen U.L.S yang menyebabkan guling}} \geq 1.$$

(2.46)

3. periksa rencana kapasitas daya dukung ultimate (**Bridge Design Manual, BMS hal 9-14**)

$$SF = \frac{\text{Rencana kapasitas daya dukung ultimate}}{\text{Jumlah beban U.L.S yang bekerja}} \geq 1$$

(2.47)

4. periksa agar penurunan, perpindahan geseran lateral dan rotasi, terangkatnya pondasi tidak

menyebabkan fly over menjadi tidak layan. (**Bridge Design Manual, BMS hal 9-25**)

D. Pondasi Tiang Pancang

Pondasi tiang pancang direncanakan untuk memiliki tahanan aksial dan lateral terfaktor yang cukup dan menahan gaya horizontal yang dihasilkan akibat penjaralan lateral.

Tahap perencanaan tiang pancang menurut BMS – Bridge Design Code adalah sebagai berikut :

- i. Rencanakan panjang tiang dan penampang sehingga dapat direncanakan kapasitas aksial ultimate. (**Bridge Design Code, BMS Hal 8-2**)
- ii. Periksa apakah rencana kapasitas beban lateral ultimate melebihi rencana pembebanan lateral ultimate. (**Bridge Design Code, BMS Hal 8-19**)
- iii. Periksa apakah penurunan vertical tidak akan menyebabkan keruntuhan struktur. (**Bridge Design Code, BMS Hal 8-37**)
- iv. Periksa apakah lendutan lateral tidak menyebabkan keruntuhan struktur. (**Bridge Design Code, BMS Hal 8-44**)
- v. Periksa stabilitas keseluruhan untuk pondasi tiang.
- vi. Rencanakan tiang pancang untuk keawetan syarat structural baik. (**Bridge Design Code, BMS Hal 8-51**)

2.4 Bangunan Pelengkap

A. Pelat Injak

Pelat injak berfungsi memberi bidang datar sebelum memasuki lantai fly over sehingga dapat meminimalisir kerusakan pada lantai fly over, dan juga digunakan untuk mengurangi penurunan tanah timbunan yang terdapat pada bagian belakang abutment.

Berdasarkan **Bridge Design Manual, BMS hal 3-31** untuk dimensi permulaan panjang pelat injak dapat diambil sebesar 2500 mm dan tebal sebesar 200 mm. Dan untuk lebar tergantung pada kelas fly over, umumnya lebar jalan kendaraan dengan kebebasan 600 mm terhadap tembok tembok sayap.

B. Wingwall

Tembok sayap atau wing wall berfungsi untuk menahan tanah timbunan yang berada pada bagian belakang abutment tidak longsong esamping jika terdapat beban lalu lintas.

Berdasarkan **Bridge Design Manual, BMS hal 3-31** untuk lebar tembok sayap dapat diambil sebagai $1/20$ tinggi tembok sayap atau minimum sebesar 200 mm.

Untuk pembebanan tembok sayap diasumsikan bahwa tembok sayap dibebani oleh gaya horizontal yang tegak lurus dinding (**Bridge Design Code, BMS hal 6-96 pasal 6.9.2.4**).

2.5 Sistem Prategang

2.5.1 Prinsip Dasar Beton Prategang

Berdasarkan Komisi ACI, “Beton prategang merupakan beton yang mengalami tegangan internal dengan besar dan distribusi sedemikian rupa sehingga dapat mengimbangi sampai batas tertentu tegangan yang terjadi akibat beban eksternal”. Berdasarkan pada buku Desain Struktur Beton Prategang karangan T.Y.Lin dan H.Burns, terdapat tiga konsep yang berbeda yang dapat digunakan untuk menjelaskan dan menganalisis sifat – sifat dasar dari beton prategang.

Konsep pertama, sistem prategang untuk mengubah beton menjadi bahan yang elastis. Merupakan pemikiran dari Eugene Freyssinet yang memvisualisasikan beton prategang pada dasarnya adalah beton yang

ditransformasikan dari bahan yang getas menjadi bahan yang elastis dengan memberikan tekanan terlebih dahulu pada bahan tersebut. Beton yang tidak mampu menahan tarikan dan kuat memikul tekanan (umumnya dengan baja mutu tinggi) sedemikian rupa sehingga bahan yang getas dapat memikul tegangan tarik. Dari konsep ini lahirlah kriteria tidak ada tegangan tarik, sehingga tidak akan terjadi retak, dan beton tidak merupakan bahan yang getas lagi melainkan menjadi bahan yang elastis.

Gaya tarik prategang F pada tendon menghasilkan gaya tekan F yang sama pada beton yang juga bekerja pada titik berat tendon. Pada keadaan ini gaya berada pada titik berat penampang beton. Akibat gaya prategang F , tegangan tekan merata sebesar

$$f = \frac{F}{A} \quad (2.48)$$

akan timbul pada penampang seluas A . jika M adalah momen eksternal pada penampang akibat beban dan berat sendiri balok, maka tegangan pada setiap titik sepanjang penampang akibat M adalah

$$f = \frac{M.y}{I} \quad (2.49)$$

Dimana y adalah jarak dari sumbu yang melalui titik berat dan I adalah momen inersia penampang. Jadi distribusi tegangan yang dihasilkan adalah

$$f = \frac{F}{A} \pm \frac{M.y}{I} \quad (2.50)$$

Apabila tendon ditempatkan secara eksentris terhadap titik berat penampang beton seperti gambar dibawah, maka resultan gaya tekan F pada beton bekerja pada titik berat tendon yang berjarak e dari c.g.c seperti terlihat pada gambar dibawah. Akibat gaya prategang yang eksentris, beton dibebani oleh momen dan beban langsung. Jika momen yang dihasilkan oleh sistem prategang adalah $F.e$, dan tegangan akibat momen ini adalah

$$f = \frac{F.e.y}{I} \quad (2.51)$$

Maka, distribusi tegangan yang dihasilkan adalah :

$$f = \frac{F}{A} \pm \frac{F.e.y}{I} \pm \frac{M.y}{I} \quad (2.52)$$

Konsep kedua, sistem prategang untuk kombinasi baja mutu tinggi dengan beton. konsep ini mempertimbangkan beton prategang sebagai kombinasi dari baja dan beton, dimana baja menahan tarikan dan beton menahan tekanan dengan demikian kedua bahan membentuk momen kopel penahan untuk melawan momen eksternal, seperti pada gambar dibawah.

Pada beton prategang, baja mutu tinggi dipakai dengan jalan menariknya sebelum kekuatannya dimanfaatkan sepenuhnya. Jika baja mutu tinggi ditanamkan pada beton seperti pada beton bertulang biasa, beton disekitarnya akan mengalami retak – retak berat sebelum seluruh kekuatan baja digunakan, seperti yang terlihat pada gambar dibawah. Oleh karena itu, baja perlu ditarik sebelumnya (pratarik) terhadap beton. sehingga dihasilkan tegangan dan regangan yang diinginkan pada kedua bahan.

Kopel internal dinyatakan dengan gaya $C = T$, yang harus bekerja dengan lengan momen sebesar

$$a = \frac{M}{C} \quad (2.53)$$

Karena T bekerja sejauh b dari bawah, maka pusat dari gaya tekan C dapat ditentukan sejauh c dari bawah.

Distribusi tegangan pada beton dapat diperoleh dengan teori elastis biasa, jika pusat dari gaya tekan telah diketahui yang bekerja dengan eksentrisitas

$$e' = c - y$$

$$f = \frac{F}{A} \pm \frac{F.e'.y}{I} \quad (2.54)$$

Konsep ketiga, sistem prategang untuk mencaai perimbangan beban. Konsep ini menggunakan prategang sebagai suatu usaha untuk membuat keseimbangan gaya – gaya pada sebuah batang.

Penerapan konsep ini menganggap beton diambil sebagai benda bebas dan menggantikan tendon dengan gaya – gaya yang bekerja pada beton sepanjang bentang. Beban yang terdistribusi secara merata kearah atas dinatakan dalam

$$q \text{ angkat} = \frac{8.F.e}{L^2} \quad (2.55)$$

Beban seimbang yang terjadi dari beton prategang menjadi,

$$q \text{ seimbang} = q \text{ eksternal} - q \text{ angkat}$$

Dan momen yang digunakan adalah momen akibat beban yang sudah di kurangi oleh beban angkat kabel prategang (q seimbang).

Maka, distribusi tegangan yang dihasilkan adalah

$$f = \frac{F}{A} \pm \frac{M \text{ seimbang}.y}{I} \quad (2.56)$$

2.5.2 Klasifikasi dan Jenis

Struktur beton prategang diklasifikasikan dengan berbagai cara, tergantung dari bagaimana desain dan konstruksinya. Hal ini akan dibahas sebagai berikut :

A. Pemberian Gaya Prategang secara Eksternal dan Internal

Sebuah balok beton sederhana dapat juga diberi gaya prategang secara eksternal dengan menekan pada tempat – tempat tertentu untuk enghasilkan tekanan pada serat – serat bawah dan tarikan pada serat – serat atas, sehingga tidak dibutuhkan penulangan pada balok, seperti pada gambar dibawah.

B. Prategang Linear dan Melingkar

Prategang melingkar adalah istilah yang dipakai untuk struktur prategang melingkar seperti tangga bundar, silo – silo, dan pipa – pipa, dimana tendon prategang dililitkan disekeliling lingkaran. Sedangkan sistem prategang linear mencakup segala macam struktur lainnya

seperti balok – balok dan pelat – pelat. Tendon prategang pada struktur yang diprategangkan secara linear tidak perlu lurus, melainkan dapat dibengkokkan atau dilengkungkan, tetapi tidak dapat berputar – putar seperti pada sistem prategang melingkar.

C. Sistem Pratarik (pretension) dan Pasca Tarik (post tension)

Istilah pratarik digunakan untuk menggambarkan metode sistem prategang dimana tendon – tendon ditarik sebelum beton di cor. Kebalikan dari sistem pratarik, sistem pasca tarik adalah suatu sistem prategang dimana kabel ditarik setelah beton mengeras.

D. Tendon Dengan Angkur Ujung atau Tanpa Angkur Ujung

Pada sistem pasca tarik, tendon – tendon diangkurkan pada ujungnya dengan bantuan alat mekanis untuk mengalihkan gaya prategang ke beton. komponen struktur seperti itu disebut pengankuran ujung. Pada sistem pratarik, tendon – tendon emmindahkan gaya prategang melalui rekatan didekat ujung – ujungnya. Keefektifan pemindahan gaya tersebut terbatas untuk kawat (wire) dengan ukuran kecil dan untaian kawat (strand) dengan diameter lebih besar yang memiliki sifat rekatan lebih baik dari kawat polos. Bahan yang umum untuk pratarik dan pasca tarik adalah untaian tujuh kawat.

E. Tendon Dengan atau Tanpa Rekatan

Tendon yang direkatkan berarti direkatkan diseluruh panjang beton yang mengelilinginya. Tendon dengan ujung yang tidak di jangkarkan harus direkatkan dan tendon yang ujungnya di jangkarkan dapat direkatkan atau tidak direkatkan pada beton.

F. Pracetak, Cetak di Tempat dan Konstruksi Komposit

Sistem pracetak (precast) melibatkan pekerjaan pengecoran beton jauh dari tempatnya yang terakhir, komponen struktur di cor di tempat yang tetap atau dimana saja dekat dengan proyek, dan diangkut ke lokasi nya yang terakhir. Beton pracetak memungkinkan pengontrolan yang lebih baik dan seringkali lebih ekonomis. Beton yang dicetak ditempat (cast in place) membutuhkan bekisting yang lebih banyak tetapi menghemat biaya transportasi dan penyetelan, dan ini merupakan keharusan untuk komponen struktur yang besar dan berat. Diantara kedua metode konstruksi ini, ada pula dinding panel tilt-up dan pelat angkat yang dibuat di dekat dan didalam struktur itu sendiri dan kemudian diangkut dan disetel ke tempat yang direncanakan, dalam hal ini tidak ada biaya pengangkutan. Seringkali cukup ekonomis untuk membuat beton pracetak sebagian dari sebuah komponen, mengangkatnya kemudian diletakan pada tempat yang direncanakan. Cara ini disebut konstruksi komposit. Dengan konstruksi komposit, kemungkinan dapat dihematnya bekisting cukup banyak dari yang dibutuhkan, tetapi sesuai atau tidaknya tiap jenis konstruksi haruslah dipelajari terhadap situasi dan kondisi setempat.

G. Sistem Prategang Penuh atau Prategang Sebagian

Jika pada sebuah komponen struktur didesain sehingga pada beban kerja tidak terjadi tegangan tarik, maka beton dikatakan mengalami gaya prategang secara penuh. Jika dimungkinkan terjadinya tegangan tarik pada komponen struktur akibat beban kerja, maka disebut mengalami gaya prategang sebagian. Pada sistem prategang sebagian dibutuhkan baja lunak tambahan untuk memperkuat bagian yang kena tarik.

2.5.3 Tahap Pembebanan

Beberapa tahapan pembebanan ini juga terjadi pada struktur yang bukan prategang, tetapi yang lainnya terjadi hanya akibat prategang. Untuk beton yang dicor setempat, beton prategang harus didesain paling sedikit untuk dua tahap, tahap awal pada saat pemberian gaya prategang dan tahap akhir pada saat dibebani beban eksternal. Untuk beton pracetak, tahap ketiga yaitu pengangkatan dan pengangkutan harus diteliti.

Tahap awal. Batang atau struktur diberi gaya prategang tetapi tidak dibebani oleh beban eksternal. Selanjutnya dibagi kedalam beberapa tahap sebagai berikut :

Sebelum diberi gaya prategang. Sebelum diberi gaya prategang, beton cukup lemah dalam memikul beban, oleh karena itu harus dicegah agar tidak terjadi kehancuran pada perletakan. Harus dibuat ketentuan mengenai susut pada beton jika hal ini terjadi. Jika diizinkan untuk memperkecil atau menghapus retak – retak pada beton prategang, pemeliharaan (curing) sebelum peralihan gaya prategang sangat penting. Kekeringan dan perubahan temperature secara mendadak juga harus dihindarkan. Retak akibat susut akan mengurangi kemampuan beton untuk memikul tegangan tarik dan mungkin harus ditolak.

Pada saat diberi gaya prategang. Merupakan percobaan kritis dari kekuatan tendon. Kadang – kadang kabel putus pada saat diberi gaya prategang disebabkan cacat pada saat pembuatan. Tetapi putusnya kabel kurang berarti, karena didalam komponen struktur terdapat banyak kabel. Jika sebuah kabel putus dari komponen struktur yang hanya terdapat beberapa kabel saja, maka harus segera diganti dengan kabel yang baru. Karena beton belum cukup umur, sementara gaya prategang mencapai maksimum, kehancuran beton pada pengangkutan dapat terjadi jika mutunya rendah atau jika beton keropos.

Sehingga besarnya gaya prategang pada berbagai tendon harus dipelajari terlebih dahulu.

Pada saat peralihan gaya prategang. Untuk komponen pratarik, peralihan dilakukan dalam waktu yang singkat. Untuk komponen pasca tarik, peralihan seringkali secara bertahap, gaya prategang pada tendon – tendon dialihkan ke beton satu per satu. Pada kedua keadaan tersebut tidak ada beban eksternal yang bekerja, hanya beban sendirinya. Jadi gaya prategang awal, dengan sedikit kehilangan yang terjadi, menimbulkan keadaan yang serius pada beton dan seringkali menentukan desain komponen.

Desentering dan penarikan kembali. Jika sebuah komponen struktur dicor dan diberi gaya prategang ditempat, maka pada umumnya komponen tersebut akan memikul sendiri selama atau sesudah diberi gaya prategang. Jadi bekisting dapat dibongkar setelah diberi gaya – gaya prategang, dan tidak ada pembebanan baru yang terjadi pada struktur. Beberapa struktur beton ditarik kembali, ini adalah sistem prategang dalam dua tahap atau lebih. Jadi tegangan pada berbagai macam tahap penarikan harus dipelajari.

Tahap Antara (intermediate). Merupakan tahapan selama pengangkutan dan pengangkatan. Hal ini terjadi hanya pada komponen – komponen struktur pracetak bila diangkat kelapangan dan dipasang pada tempatnya. Pada saat penambahan beban – beban mati, seperti atap atau lantai, keadaan tumpuan dan pembebanan harus diperhatikan.

Tahap Akhir. Merupakan tahapan bila beban kerja yang sesungguhnya bekerja seperti pada struktur. Kombinasi beban harus dipertimbangkan dengan berbagai macam kombinasi beban hidup pada setiap bagian yang berbeda dari struktur akibat beban lateral seperti angin dan gaya gempa, dan dengan beban – beban regangan

seperti yang dihasilkan oleh penurunan pada tumpuan dan pengaruh temperature.

Beban yang bekerja tetap (sustained load). Lendutan keatas atau kebawah dari suatu komponen struktur prategang akibat beban tetap yang sesungguhnya (sering terdiri dari beban mati) seringkali merupakan factor penentu dalam desain, karena pengaruh rangkaian akibat lentur akan memperbesar nilainya. Sehingga seringkali dikehendaki untuk membatasi besar lendutan akibat beban tetap.

Beban kerja. Untuk mendesain akibat beban kerja haruslah ada pemeriksaan terhadap tegangan dan regangan yang berlebihan. Tidak perlu ada suatu jaminan atas kekuatan cukup untuk memikul beban yang berlebihan.

Beban retak. Retak pada beton prategang berarti perubahan yang mendadak pada tegangan rekat dan tegangan geser. Merupakan suatu ukuran bagi kekuatan Lelah.

Beban batas. Struktur yang didesain berdasarkan tegangan kerja mungkin tidak selalu mempunyai angka keamanan yang cukup untuk kelebihan beban. karena disyaratkan bahwa sebuah struktur memiliki kapasitas minimum memikul beban yang lebih besar, maka perlu ditentukan kekuatan batasnya (ultimate strength). Secara umum, kekuatan batas dari sebuah struktur didefinisikan sebagai sebuah beban maksimum yang dapat dipikul sebelum hancur. Akan tetapi, sebelum beban ini dicapai, proses keruntuhan yang bersifat tetap pada beberapa bagian dari struktur mungkin telah terjadi. Kesimpulan dasar mengenai syarat – syarat kekuatan menurut peraturan ACI adalah kekuatan yang disyaratkan \leq kekuatan rencana (desain) komponen struktur.

Pada setiap tahap terdapat perbedaan waktu bilamana komponen atau struktur dibebani pada kondisi

yang berbeda beda. Berikut adalah ringkasan dari tegangan tegangan yang diizinkan.

Tegangan baja, tidak melampaui nilai – nilai berikut :

1. Akibat gaya pendongkrak yang bekerja pada kabel 0,8 fpu atau 0,94 fpy **(2.57)**

Mana yang lebih kecil, tetapi tidak lebih besar dari nilai maksimum yang diusulkan oleh pembuat kabel prategang atau angkur.

2. Tendon pratarik “segera setelah peralihan” gaya prategang atau tendon tendon pasca tarik setelah pengangkutan **(2.58)**

Tegangan beton, tidak melampaui nilai – nilai berikut :

1. Segera setelah peralihan gaya prategang (sebelum kehilangan), tegangan serat – serat terluar

$$\text{Tekan} = 0,6 f'_{ci} \quad (2.59)$$

$$\text{Tarik} = -0,25 \sqrt{f'_{ci}} \quad (2.60)$$

2. Pada ebban kerja setelah terjadi seluruh kehilangan gaya prategang

$$\text{Tekan} = 0,45 f'_c \quad (2.61)$$

$$\text{Tarik} = -0,5 \sqrt{f'_c} \quad (2.62)$$

2.5.4 Kehilangan Gaya Prategang

A. Akibat Perpendekan Elastis Beton

Ketika gaya prategang disalurkan ke beton, maka beton akan menerima tekanan dan memendek sehingga terjadi pengenduran pada tendon. Rekomendasi ACI-ASCE untuk kehilangan elastic memperhitungkan pengaruh penarikan yang berturut – turut pada kehilangan elastic adalah sebagai berikut,

$$ES = K_{es} . E_s . \frac{f_{cir}}{E_{ci}} \quad (2.63)$$

Dimana :

ES = kehilangan gaya prategang akibat perpendekan elastis beton

Kes = 1 untuk komponen struktur pratarik.

Kes = 0,5 untuk komponen struktur pasca tarik bila kabel – kabel secara berturutan ditarik dengan gaya yang sama.

Es = modulus elastisitas tendon prategang (200.000 MPa)

Eci = modulus elastis beton

fcir = tegangan beton pada baja akibat gaya prategang F

$$fcir = \frac{F}{A} + \frac{F.e^2}{I} - \frac{Mg.e}{I} \quad (2.64)$$

Dimana :

F = Gaya prategang

A = Lua penampang beton

e = eksentrisitas tendon terhadap pusat penampang

I = momen inersia penampang beton

Mg = momen akibat berat sendiri penampang beton

B. Akibat Rangkak Beton

Rangkak merupakan deformasi yang terjadi pada beton dalam keadaan tertekan akibat beban mati permanen. Kehilangan gaya prategang akibat rangkak untuk komponen struktur dengan tendon terekat dihitung dari persamaan berikut,

$$CR = Kcr \cdot \frac{Es}{Ec} \cdot (fcir - fc ds) \quad (2.65)$$

Dimana :

Kcr = 2 untuk komponen struktur pra tarik

Kcr = 1,6 untuk komponen struktur pasca tarik

Es = modulus elastisitas tendon prategang

Ec = modulus elastisitas beton umur 28 hari, yang bersesuaian dengan f'c

fc ds = tegangan beton pada titik berat tendon akibat seluruh beban mati yang

bekerja pada komponen struktur setelah diberi gaya prategang

$$fcds = \frac{M_{tot DL} \cdot e}{I} \quad (2.66)$$

Dimana :

$M_{tot DL}$ = momen total akibat berat sendiri struktur

e = eksentrisitas

I = momen inersia penampang beton

C. Akibat Susut Beton

Kehilangan gaya prategang akibat susut diperoleh dari bersmaan berikut,

$$SH = 8,2 \times 10^{-6} \cdot Ksh \cdot Es \cdot \left(1 - 0,06 \frac{V}{S}\right) \cdot (100 - RH) \quad (2.67)$$

Dimana :

SH = kehilangan gaya prategang akibat susut beton

Es = modulus elastisitas tendon prategang

RH = kelembaban relative udara

V/S = rasio volume dibagi keliling penampang

Ksh = koefisien dari waktu perawatan beton

Tabel 2.19 Koefisien Waktu Perawatan Beton (Ksh)

Jangka waktu setelah perawatan basah sampai pada penerapan prategang, hari	1	3	5	7	10	20	30	60
Ksh	0,92	0,85	0,8	0,77	0,73	0,64	0,58	0,45

Sumber : Desain struktur beton prategang, T.Y.Lin

D. Akibat Relaksasi Baja

Komisi ACI-ASCE menghasilkan yang kurang lebih sama dengan persamaan sebagai berikut,

$$RE = [Kre - J \cdot (SH + CR + ES)] \cdot C \quad (2.68)$$

Dimana :

RE = kehilangan gaya prategang akibat relaksasi baja

SH = kehilangan gaya prategang akibat susut beton

CR = kehilangan gaya prategang akibat rangkai beton

ES = kehilangan gaya prategang akibat perpendekan elastis beton

Kre = koefisien kehilangan gaya prategang akibat relaksasi baja

J = faktor waktu yang harganya berkisar antara 0,05-0,15 tergantung tipe tendon

C = faktor relaksasi yang besarnya tergantung pada jenis tendon

Tabel 2.20 Nilai Kre dan J

Tipe Tendon	Kre (MPa)	J
Strand atau kawat stress-relieved derajat 1860 MPa	138	0,15
Strand atau kawat stress-relieved derajat 1720 MPa	128	0,14
Kawat stress-relieved derajat 1655 MPa atau 1620 MPa	121	0,13
Strand relaksasi-rendah derajat 1860 MPa	35	0,04

Kawat relaksasi-rendah derajat 1720 MPa	32	0,037
Kawat relaksasi-rendah derajat 1655 MPa atau 1620 MPa	30	0,035
Batang stress-relieved derajat 1000 MPa atau 1100 MPa	41	0,05

Sumber : Desain struktur beton prategang, T.Y.Lin

Tabel 2.21 Faktor relaksasi (C)

fpi/fpu	Strand atau kawat stress-relieved	Batang stress-relieved atau strand atau kawat relaksasi-rendah
0,8		1,28
0,79		1,22
0,78		1,16
0,77		1,11
0,76		1,05
0,75	1,45	1
0,74	1,36	0,95
0,73	1,27	0,9
0,72	1,18	0,85
0,71	1,09	0,8
0,7	1	0,75
0,69	0,94	0,7
0,68	0,89	0,66
0,67	0,83	0,61
0,66	0,78	0,57
0,65	0,73	0,53
0,64	0,68	0,49
0,63	0,63	0,45
0,62	0,58	0,41

0,61	0,53	0,37
0,6	0,49	0,33

Sumber : Desain struktur beton prategang, T.Y.Lin

E. Akibat Slip Pengangkuran

Untuk kebanyakan sistem pasca tarik, pada saat tendon ditarik sampai nilai yang penuh dongkrak dilepas dan gaya prategang dialihkan ke angkur. Perlengkapan didalam angkur yang mengalami tegangan pada saat peralihan cenderung untuk berdeformasi, jadi tendon dapat tergelincir sedikit. Baji gesekan yang dipakai untuk menahan kabel akan sedikit tergelincir sebelum kabel dijepit dengan kokoh, nilai rata – rata sekitar 2,5 mm.

Rumus umum untuk menghitung kehilangan gaya prategang akibat deformasi pengangkuran (Δa) adalah :

$$ANC = \frac{\Delta a \cdot Es}{L} \quad (2.69)$$

Dimana :

Δa = deformasi akibat pengangkuran

Es = modulus elastisitas tendon

L = panjang tendon

F. Akibat Gesekan

Kehilangan ini terjadi akibat gesekan antara tendon dengan bahan sekitarnya (selubung tendon). Kehilangan ini langsung dapat diatasi dari penarikan tendon pada jack. Untuk menghitung kehilangan gaya prategang total akibat pengaruh leengkungan maupun panjang kabel, digunakan persamaan sebagai berikut,

$$\frac{F_2 - F_1}{F_1} = -K \cdot L - \mu \cdot \alpha \quad (2.70)$$

Dimana :

F_2 = kehilangan gaya prategang akibat gesekan

F_1 = gaya prategang awal

K = koefisien wobble

- L = panjang gelagar beton
 μ = koefisien kelengkungan
 α = perpendekan sudut pusat dalam tendon

Tabel 2.22 Koefisien gesekan (K) dan kelengkungan (μ) untuk tendon pasca tarik

Tipe Tendon	Koefisien Wobble (K) Tiap meter	Koefisien Kelengkungan (μ)
Tendon pada selubung logam fleksibel		
Tendon kawat	0,0033 – 0,0049	0,15 – 0,25
Strand dengan untaian 7 kawat	0,0016 – 0,0066	0,15 – 0,25
Batang baja mutu tinggi	0,0003 – 0,002	0,08 – 0,3
Tendon pada selubung logam kaku		
Strand dengan untaian 7 kawat	0,0007	0,15 – 0,25
Tendon yang diminyaki terlebih dahulu		
Tendon kawat dan strand dengan untaian 7 kawat	0,001 – 0,0066	0,065 – 0,15
Tendon yang diberi lapisan mastic		
Tendon kawat dan strand	0,0033 – 0,0066	0,05 – 0,15

dengan untai 7 kawat		
-------------------------	--	--

Sumber : Desain struktur beton prategang, T.Y.Lin

G. Jumlah Kehilangan Gaya Prategang Total

Gaya prategang awal pada baja dikurangi semua kehilangan gaya prategang disebut sebagai gaya prategang efektif atau gaya prategang rencana. Untuk sifat baja dan beton rata-rata, yang dirawat dalam kondisi udara rata-rata, presentase yang ditabelkan dibawah ini dapat diambil sebagai kehilangan gaya prategang rata-rata.

Tabel 2.23 Perkiraan Kehilangan Gaya Prategang Total

	Pratarik %	Pasca tarik %
Perpendekan elastis dan kelenturan balok	4	1
Rangkak beton	6	5
Susut beton	7	6
Relaksasi baja	8	8
Kehilangan total	25	20

Sumber : Desain struktur beton prategang, T.Y.Lin

Komisi ACI-ASCE mengusulkan bahwa nilai – nilai pada tabel dibawah harus dianggap sebagai batas maksimum perkiraan kehilangan gaya prategang.

Tabel 2.24 Pembatasan Kehilangan Gaya Prategang Maksimum

Jenis Strand	Kehilangan Maksimum (MPa)	
	Beton Normal	Beton Ringan
Strand stress-relieved	345	380
Strand relaksasi-rendah	275	310

Sumber : Desain struktur beton prategang, T.Y.Lin

2.5.5 Lentur

Berdasarkan SNI 03-2874-2002 Pasal 20.7 kekuatan lentur penampang beton prategang dapat dihitung dengan methoda kekuatan batas seperti pada perencanaan beton bertulang biasa. Dalam perhitungan kekuatan dari tendon prategang, f_y harus diganti dengan f_{ps} yaitu tegangan pada tendon prategang pada saat tercapainya kekuatan nominal penampang. Faktor reduksi kekuatan akibat lentur adalah sebesar 0,8.

A. Untuk Tendon Dengan Lekatan Penuh (*Bounded*)

Bila tidak dihitung secara lebih teliti berdasarkan konsep kompatibilitas regangan, nilai f_{ps} boleh didekati dengan formula sbb:

$$f_{ps} = f_{pu} \left[1 - \frac{\gamma_p}{\beta_1} \left\{ \rho_p \frac{f_{pu}}{f_{c'}} + \frac{d}{d_p} (\omega - \omega') \right\} \right] \quad (2.71)$$

Dengan syarat $f_{se} \geq 0,5f_{pu}$

Dimana,

f_{ps} = tegangan pada tendon pada saat penampang mencapai kuat nominalnya (MPa)

f_{pu} = kuat tarik tendon prategang yang disyaratkan (MPa)

f_{se} = tegangan efektif pada baja prategang (tendon) sesudah memperhitungkan semua kehilangan prategang yang mungkin terjadi (MPa)

γ_p = suatu factor yang memperhitungkan tipe tendon prategang

untuk $\frac{f_{py}}{f_{pu}} \geq 0,8 \quad \rightarrow \gamma_p = 0,55$

untuk $\frac{f_{py}}{f_{pu}} \geq 0,85 \quad \rightarrow \gamma_p = 0,4$

untuk $\frac{f_{py}}{f_{pu}} \geq 0,9 \quad \rightarrow \gamma_p = 0,28$

f_{py} = kuat leleh tendon prategang (MPa)

β_1 = suatu factor yang besarnya sesuai SNI – 03 – 2002 pasal 12.2 dimana,

untuk $f'_c \leq 30$ MPa $\rightarrow \beta_1 = 0,85$
 untuk $30 < f'_c < 55$ Mpa $\rightarrow \beta_1 = 0,85 - 0,008(f'_c - 30)$

untuk $f'_c \geq 55$ Mpa $\rightarrow \beta_1 = 0,65$

f'_c = kuat tekan beton (MPa)

d = tinggi efektif penampang (jarak dari serat tekan terjauh dari garis netral terpusat tulangan tarik non prategang)

d_p = jarak dari serat tekan terjauh ke pusat tendon prategang

ρ_p = rasio penulangan prategang = $A_{ps} / b \cdot d_p$

A_{ps} = luas penampang baja prategang

b = lebar efektif flens tekan dari komponen struktur

ω = $\rho \cdot f_y / f'_c \rightarrow A_s / b \cdot d$

ω' = $\rho' \cdot f_y / f'_c \rightarrow A_s' / b \cdot d$

A_s = luas tulangan tarik non prategang

A_s' = luas tulangan tekan non prategang

Jika dalam menghitung f_{pu} pengaruh tulangan tekan non prategang diperhitungkan maka suku :

$$\left\{ \rho_p \frac{f_{pu}}{f'_c} + \frac{d}{d_p} (\omega - \omega') \right\} \geq 0,17 \text{ dan } d' \leq 0,15 d_p$$

B. Untuk Tendon Tanpa Lekatan

- Rasio bentangan dan tinggi komponen < 35

$$f_{ps} = f_{sc} + 70 + \frac{f'_c}{700 \cdot \rho_p} \leq f_y \text{ atau } \leq f_{sc} + 400$$

(2.72)

- Rasio bentangan dan tinggi komponen > 35

$$f_{ps} = f_{sc} + 70 + \frac{f'_c}{300 \cdot \rho_p} \leq f_y \text{ atau } \leq f_{sc} + 400$$

(2.73)

Untuk menjamin terjadinya leleh pada tulangan non-prategang, amak SNI membatasi indeks tulangan sebagai berikut :

1. Untuk komponen struktur dengan tulangan prategang saja
 $\omega_p \leq 0,36\beta_1$
 dimana,

$$\omega_p = \rho_p \frac{f_{ps}}{f_c'} \quad (2.74)$$

2. Untuk komponen struktur dengan tulangan prategang, tulangan tarik dan tulangan tekan non prategang

$$\omega_p + (\omega - \omega') \frac{d}{d_p} \leq 0,36 \beta_1 \quad (2.75)$$

3. Untuk penampang bersayap

$$\omega_{pw} + (\omega_w - \omega_w') \frac{d}{d_p} \leq 0,36 \beta_1 \quad (2.76)$$

Dimana,

ω_{pw} , ω_w , ω_w' adalah indeks tulangan utu penampang yang mempunyai flens, dihitung sebagai ω_p , ω dan ω' dengan b sebesar lebar badan.

2.5.6 Geser

Distribusi tegangan geser (τ_v), pada penampang beton dinyatakan dalam persamaan sebagai berikut :

$$\tau_v = \frac{V_{cs} \cdot Q}{I \cdot b} \quad (2.77)$$

Dimana,

V_{cs} = gaya geser yang diterima beton pada level tertentu

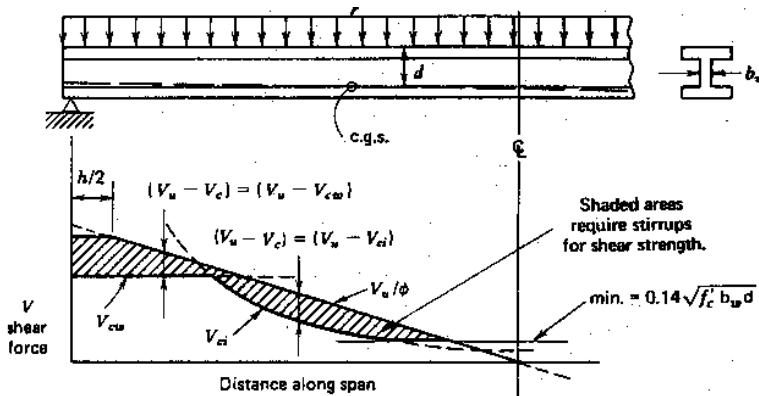
Q = momen statis penampang diatas atau dibawah level tersebut terhadap sumbu pusat

I = inersia penampang

b = lebar penampang pada level tersebut

tegangan geser pada beton prategang terdiri dari tegangan langsung arah horizontal (f_x) dan arah vertical (f_y). Harga tegangan utama (f_t) yang berhubungan dengan τ_v dan tegangan akibat beban luar (f_c) pada komponen beton prategang adalah sebagai berikut :

$$f_t = \sqrt{\tau_v^2 + (0,5f_c)^2} - 0,5f_c \quad (2.78)$$



Gambar 2.14 Analisa ACI Untuk Distribusi Gaya Geser Sepanjang Bentang

V_{ci} harus dihitung menggunakan persamaan sebagai berikut :

$$V_{ci} = 0,05\lambda\sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d_p + V_d + \frac{V_i \cdot M_{cre}}{M_{max}} \quad (2.79)$$

Diaman d_p tidak perlu diambil kurang dari $0,8h$

$$M_{cre} = \left(\frac{l}{y_t}\right)(0,5\lambda\sqrt{f'_c} + f_{pe} - f_d) \quad (2.80)$$

Nilai M_{max} dan V_i harus dihitung dari kombinasi beban yang mengakibatkan momen terfaktor maksimum untuk terjadi pada penampang. V_{ci} tidak perlu diambil kurang dari $0,17\lambda\sqrt{f'c} \cdot bw \cdot d$.

V_{cw} harus dihitung dengan persamaan :

$$V_{cw} = (0,29\sqrt{f'c} + 0,3f_{pc})bw \cdot d + V_p \quad (2.81)$$

Faktor reduksi kekuatan akibat geser adalah sebesar 0,7.

2.5.7 Torsi

A. Puntir pada Beton Prategang

Pada beton prategang, penggunaan tulangan memanjang dan sengkang secara sendiri – sendiri tidak meningkatkan kekuatan punter, tetapi penggunaan keduanya secara bersama – sama akan meningkatkan tahanan punter suatu penampang. Tahanan puntir suatu penampang beton prategang (T_n) dikalikan dengan factor kekuatan Φ harus lebih besar dari momen punter terfaktor (T_u), atau :

$$T_u \leq \Phi T_n \quad (2.82)$$

Sedangkan tahanan punter beton prategang terdiri dari dua komponen, yaitu tahanan punter beton dan tahanan punter tulangan non prategang.

$$T_n = T_p + T_s \quad (2.83)$$

Dimana,

T_n = tahanan untir total penampang beton prategang

T_p = tahanan punter komponen beton

T_s = tahanan punter tambahan dari tulagn nonprategang yang berupa sengkang dan tulangan memanjang

Untuk menghitung kebutuhan sengkang dan tulangan memanjang digunakan persamaan umum tegangan utama sebagai berikut :

$$f_t = 0,5f_c \pm \sqrt{tv^2 + (0,5f_c)^2} \quad (2.84)$$

Sedangkan persamaan umum untuk luas sengkang (A_s) yang diperlukan adalah :

$$A_s = \frac{T_s \cdot s}{0,8 \cdot f_{ys} \cdot x_1 \cdot y_1} \quad (2.85)$$

Dimana,

s = jarak sengkang

f_{ys} = tegangan leleh baja sengkang

x_1 = lebar sengkang

y_1 = tinggi sengkang

sedangkan kebutuhan tulangan memanjang A_m dapat dipenuhi dengan persamaan umum :

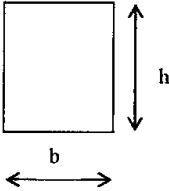
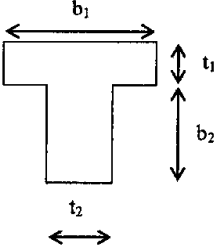
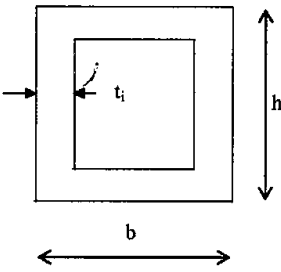
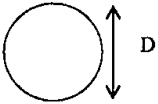
$$A_m = \frac{A_s (x_1 + y_1)}{s} \quad (2.86)$$

Dimana,

A_s = luas sengkang

Tegangan geser puntir (τ_1) dan konstanta puntir (T) pada komponen struktur beton prategang yang menerima puntir dapat dilihat pada tabel di bawah.

Tabel 2.25 Tegangan Geser Akibat Puntir

Nama dan Bentuk Penampang	Tegangan Geser Akibat Puntir (τ_i) dan Konstanta Puntir (T)
<p>Persegi Panjang</p> 	$\tau_i = \frac{T_p \left(3 + \frac{2b}{h} \right)}{b^2 h}$ <p>b adalah dimensi terkecil penampang</p> $T = \eta b^2 h$
<p>Bentuk T</p> 	$\tau_i = \frac{3 T_p t_i}{b_i t_i^3}$ <p>t_i adalah t_1 atau t_2 b_i adalah b_1 atau b_2</p> $T = \eta t_2^2 (t_1 + b_2) + \eta t_1^2 (b_1 - t_2)$
<p>Kotak Persegi</p> 	$\tau_i = \frac{T_p}{2 A t_i} \quad A = b \cdot h$ $t_i \geq \frac{b}{4}, \quad T = \sum \eta b^2 h$ $\frac{b}{10} \leq t_i \leq \frac{b}{4}, \quad T = \frac{4 t_i}{b} \left(\sum \eta b^2 h \right)$ $t_i \leq \frac{b}{10} \quad \text{Kekuatan dari dinding harus}$ <p>diperhitungkan, dengan menggunakan kekakuan eksak (<i>exact stiffness</i>).</p>
<p>Lingkaran</p> 	$\tau_i = \frac{16 T_p}{\pi D^3}$

B. Kuat Puntir

Menurut SNI 2002, pengaruh momen puntir dapat diabaikan apabila :

$$Tu \leq \frac{\Phi \sqrt{f'c}}{12} \left(\frac{Acp^2}{Pcp} \right) \sqrt{1 + \frac{3fpc}{\sqrt{f'c}}} \quad (2.87)$$

Dimana,

Tu = momen puntir terfaktor

$f'c$ = kuat tekan beton karakteristik

Acp = luas yang dibatasi oleh keliling penampang beton

Pcp = tegangan tekan pada beton

Φ = koefisien reduksi kekuatan, untuk puntir = 0,75

Kekuatan puntir dari penampang dengan tulangan sengkang menurut SNI 2002 dapat dihitung menggunakan persamaan sebagai berikut :

$$Tn = \frac{2 \cdot Ao \cdot As \cdot fys}{s} \cot \theta \quad (2.88)$$

Dimana,

Ao = luas penampang beton yang menahan penyaluran geser

As = luas satu akki sengkang tertutup yang menahan puntir dalam daerah dengan jarak s

Fys = tegangan leleh sengkang puntir

Θ = sudut diagonal tekan pada penerapan analogi rangka untuk puntir. Nilai θ boleh diambil sebesar $\theta = 45^\circ$ jika gaya prategang tidak kurang dari 40% kuat tarik tulangan longitudinal

$\theta = 37,5^\circ$ jika gaya prategang efektif tidak kurang dari 40% kuat tarik tulangan longitudinal

Tulangan memanjang tambahan yang diperlukan untuk menahan momen puntir tidak boleh kurang dari :

$$Am = \frac{As}{s} Ph \left(\frac{fys}{fyt} \right) \cot^2 \theta \quad (2.89)$$

Dimana,

fyt = tegangan leleh tulangan puntir memanjang

s = jarak sengkang dalam arah paralel dengan tulangan memanjang

Ph = keliling dari garis pusat tulangan sengkang puntir terluar

Jarak Tulangan Puntir

- Tulangan sengkang puntir tidak boleh melebihi nilai terkecil dari $Ph/8$ atau 300 mm.
- tulangan memanjang yang dibutuhkan untuk menahan puntir harus didistribusikan di sekeliling perimeter sengkang tertutup dengan jarak tidak melebihi 300 mm. tendon harus berada didalam sengkang. Pada setiap sudut sengkang tertutup harus ditempatkan minimal satu tulangan memanjang.
- Tulangan puntir harus dipasang melebihi jarak minimal $(b+d)$ di luar daerah dimana tulangan puntir dibutuhkan secara teoritis.

2.6 Data Bahan

2.6.1 Beton

Berdasarkan RSNI T-12-2004 didapat bahwa beton dengan kuat tekan (benda uji silinder) yang kurang dari 20 Mpa tidak dibenarkan untuk digunakan dalam pekerjaan struktur beton untuk jembatan. Dalam hal komponen struktur beton prategang, kuat tekan beton disyaratkan untuk tidak lebih rendah dari 30 Mpa.

Modulus elastisitas beton (E_c) untuk beton normal dengan massa jenis sekitar 2400 kg/m³ berdasarkan RSNI T-12-2004 boleh diambil sebesar $4700\sqrt{f'c}$.

Tebal selimut beton direncanakan berdasarkan RSNI T-12-2004 pada sub bab 4.6.3.

2.6.2 Baja

Mutu tulangan yang digunakan untuk $D < 12$ mm, maka $f_y = 240$ Mpa (U-24). Untuk tulangan $D \geq 13$ mm, maka $f_y = 400$ Mpa (U-39). Berdasarkan pada RSNI T-12-

2004 didapatkan nilai modulus elastisitas baja (E_s) sebesar 200.000 Mpa.

2.6.3 Strand Baja

Untuk konstruksi beton prategang pasca tarik menggunakan strand dengan 7 kawat. Untaian 7 kawat biasa digunakan untuk sistem prategang menurut spesifikasi ASTM A-416 yang mempunyai kekuatan batas 1720 Mpa atau 1860 Mpa.

Tabel 2.26 Sifat - Sifat Strand-Relieved Dengan Tujuh Kawat Tanpa Pelapisan

Diameter Nominal (mm)	Kekuatan Putus (kN)	Luas Nominal Strand (mm²)	Beban Minimum pada Pemuaian 1% (kN)
		Derajat 1720 Mpa	
6,35	40	23,22	34
7,94	64,5	37,42	54,7
9,35	89	51,61	75,6
11,11	120,1	69,68	102,3
12,7	160,1	92,9	136,2
15,24	240,2	139,35	204,2
		Derajat 1860 Mpa	
9,53	102,3	54,84	87
11,11	137,9	74,19	117,2
12,7	183,7	98,71	156,1
15,24	260,7	140	221,5

Sumber : ASTM A-416

Kata – kata derajat pada tabel 2.26 menunjukkan tegangan putus yang dijamin.

2.7 Penulangan

2.7.1 Penulangan Terhadap Lentur

Rasio tulangan berdasarkan *SNI 03-2847-2002*

$$\rho_{\min} = 1.4 / f_y \quad (2.90)$$

$$\rho_{\max} = 0.75 \times \frac{0.85 f_{c'}}{f_y} \times \beta \times \frac{600}{600 + f_y} \quad (2.91)$$

dimana “d” didapat,

$$d = b - \text{decking} - \frac{1}{2}d_{\text{tul.}} \quad \text{Utama} - d_{\text{tul.}} \quad (2.92)$$

$$R_n = \frac{M_{\max}}{\phi \times b \times d^2} \quad (2.93)$$

$$\omega = 0.85 \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2.353 \times R_n}{f_{c'}}} \right) \quad (2.94)$$

$$\rho = \frac{\omega \times f_{c'}}{f_y} \quad (2.95)$$

$$\rho_{\min} < \rho < \rho_{\max} \quad (2.96)$$

Dimana ρ diambil dari nilai yang berada ditengah-tengah antara ρ_{\min} dan ρ_{\max}

$$A_s' = \frac{1}{4} \pi D^2 n \quad (2.97)$$

Dimana,

n = jumlah tulangan

D = diameter tulangan

Jarak antar tulangan :

$$s = \frac{\frac{1}{4} \pi \times D^2 \times b}{A_s} \quad (2.98)$$

2.7.2 Penulangan Terhadap Geser

Berdasarkan *SNI 03-2847-2002 Pasal 13* kekuatan nominal terhadap geser

$$V_n = V_c + V_s \quad (2.99)$$

Dimana,

V_n = beban geser nominal $= V_u / \phi$

V_c = kuat geser yang disumbangkan oleh beton

V_s = kuat geser yang disumbangkan oleh tulangan-tulangan geser

$\phi = 0.75$ = faktor reduksi kapasitas untuk geser (SNI 03-2847-2002 Pasal 11.3)

Kuat Geser yang disumbangkan oleh Beton :

$$V_c = \frac{1}{6} \sqrt{f'c} \cdot b \cdot d \quad (2.100)$$

Syarat Perencanaan

Kondisi 1 (2.101)

$V_u \leq 0.50 \phi V_c$, Tidak perlu tulangan geser

Kondisi 2 (2.102)

$0.50 \phi V_c \leq V_u \leq \phi V_c$, Perlu tulangan geser minimum

Beban geser minimum yang dipikul oleh tulangan,

$$V_{S,min} = \frac{1}{3} b_w d$$

Luas tulangan geser minimum,

$$A_{V,min} = \frac{b_w s}{3 f_y}$$

Spasi tulangan geser maksimum,

$$s_{maks} \leq \frac{d}{2} \leq 60 \text{ cm}$$

Kecuali pelat, pondasi telapak, balok-balok kecil ($h < 25 \text{ cm}$) tidak memerlukan tulangan geser minimum.

Kondisi 3 (2.103)

$\phi V_c \leq V_u \leq \phi (V_c + V_{S,min})$, Perlu tulangan geser minimum

Beban geser minimum yang dipikul oleh tulangan,

$$V_{S,min} = \frac{1}{3} b_w d \quad \text{dan} \quad V_{S,maks} = \frac{2}{3} \sqrt{f'c} b_w d$$

Luas tulangan geser minimum,

$$A_{V,min} = \frac{b_w s}{3 f_y}$$

Spasi tulangan geser maksimum,

$$s_{maks} \leq \frac{d}{2} \leq 60 \text{ cm}$$

Kondisi 4 **(2.104)**

$$\varphi (V_C + V_{S,min}) \leq V_U \leq \varphi \left(V_C + \frac{1}{3} \sqrt{f'c'} b_w d \right),$$

Perlu tulangan geser minimum

Beban geser minimum yang dipikul oleh tulangan,

$$\varphi V_{S,perlu} = V_U - \varphi V_C$$

Luas tulangan geser minimum,

$$A_V = \frac{V_S s}{f_y d}$$

Spasi tulangan geser maksimum,

$$s_{maks} \leq \frac{d}{2} \leq 60 \text{ cm}$$

Kondisi 5 **(2.105)**

$$\varphi \left(V_C + \frac{1}{3} \sqrt{f'c'} b_w d \right) \leq V_U \leq \varphi \left(V_C + \frac{2}{3} \sqrt{f'c'} b_w d \right), \text{ Perlu tulangan geser minimum}$$

Beban geser minimum yang dipikul oleh tulangan,

$$\varphi V_{S,perlu} = V_U - \varphi V_C$$

Luas tulangan geser minimum,

$$A_V = \frac{V_S s}{f_y d}$$

Spasi tulangan geser maksimum,

$$s_{maks} \leq \frac{d}{2} \leq 30 \text{ cm}$$

2.8 RAB

Rencana anggaran biaya adalah perhitungan banyaknya biaya yang diperlukan untuk bahan dan upah serta biaya-biaya lain yang berhubungan dengan pelaksanaan bangunan atau proyek tersebut. Anggaran biaya merupakan harga dari bangunan yang dihitung dengan teliti, cermat dan memenuhi syarat. Anggaran biaya pada bangunan yang sama akan berbeda-beda dimasing-masing daerah, disebabkan karena perbedaan harga bahan dan upah tenaga kerja.

2.8.2 Shop Drawing

Digunakan untuk menentukan atau menghitung besarnya masing – masing volume pekerjaan. Dengan adanya shop drawing dan detail engineering estimate (DED), maka dapat dibayangkan bentuk dan macam konstruksi yang akan dibangun.

2.8.3 Volume

Volume suatu pekerjaan ialah menghitung jumlah banyaknya volume pekerjaan dalam kubikasi pekerjaan. Perhitungan volume masing – masing pekerjaan sesuai dengan shop drawing dan gambar detail.

2.8.4 Bahan dan Tenaga Kerja

Bahan dan tenaga kerja adalah besarnya jumlah bahan ataupun banyaknya jumlah tenaga pekerja yang dibutuhkan untuk menyelesaikan bagian pekerjaan dalam satu satuan pekerjaan.

2.8.5 Analisa Harga Satuan Pekerjaan

Harga satuan pekerjaan adalah jumlah harga bahan dan upah tenaga kerja berdasarkan perhitungan analisa. Harga bahan didapatkan dipasaran kemudian dikumpulkan dalam suatu daftar yang dinamakan daftar

harga satuan bahan. Upah tenaga kerja didapatkan dilokasi dikumpulkan dan dicatat dalam satu daftar yang dinamakan daftar harga satuan rupiah.

Analisa harga satuan dari pekerjaan tersusun dari beberapa komponen penyusun pekerjaan yaitu bahan dan upah yang mempunyai koefisien yang telah ditetapkan berdasarkan dari pengalaman pekerjaan yang telah dikumpulkan bertahun – tahun di laboratorium.

Daftar harga satuan bahan dan upah tenaga kerja disetiap daerah berbeda – beda. Jadi dalam menghitung dan menyusun anggaran biaya suatu bangunan atau proyek harus berpedoman pada harga satuan bahan dan upah tenaga kerja dipasaran dan lokasi pekerjaan.

Maka dapat dilihat dengan jelas bahwa anggaran biaya merupakan jumlah masing – masing hasil perkalian volume dengan harga satuan pekerjaan yang berangkutan, dapat dirumuskan sebagai berikut :

$$RAB = \sum(\text{volume} \times \text{harga satuan pekerjaan}) \quad (2.106)$$

BAB III METODOLOGI

Metodologi suatu perencanaan adalah tata cara atau urutan kerja suatu perhitungan perencanaan untuk mendapatkan hasil perencanaan ulang fly over. Metodologi yang digunakan untuk menyelesaikan tugas akhir ini dapat dilihat pada gambar 3.1. Adapun uraian dan metodologi dijelaskan sebagai berikut ;

3.1 Persiapan

Persiapan dalam penyelesaian tugas akhir ini meliputi kegiatan sebagai berikut :

1. Mencari informasi dan data – data yang diperlukan kepada instansi terkait, dalam hal ini Balai Jalan Nasional V Surabaya.
2. Dalam tugas akhir ini lokasi fly over berada di Kertosono.
3. Mempelajari data – data yang telah diperoleh untuk selanjutnya dilakukan penyusunan proposal tugas akhir.
4. Mencari, mengumpulkan dan mempelajari berbagai literature dan referensi buku yang dapat mendukung dalam penyusunan tugas akhir.

3.2 Pengumpulan Data

Adapun data yang diperoleh dari Balai Jalan Nasional V Surabaya adalah sebagai berikut :

1. Gambar perencanaan fly over
2. Data tanah
3. Rencana anggaran biaya

3.3 Studi Literatur

Literature yang digunakan dalam merencanakan Fly over Kertosono adalah sebagai berikut :

1. BMS : Bridge Design Code
2. BMS : Bridge Design Manual

3. RSNI T-03-2005 Perencanaan Struktur Baja Untuk Jembatan
4. RSNI T-02-2005 Pembebanan untuk Jembatan
5. RSNI T-12-2004 Perencanaan Struktur Beton Untuk Jembatan
6. SNI 2833:201x Standar Perencanaan Ketahanan Gempa Untuk Jembatan
7. Pedoman Perencanaan Pembebanan Jembatan Jalan Raya (PPPJJR) 1987
8. Desain Struktur Beton Prategang 1996, T. Y. Lyn
9. Beton Prategang Suatu Pendekatan Mendasar, Edwar G. Nawy

3.4 Spesifikasi Desain Fly over

3.4.1 Metode Desain Fly over

Modifikasi desain fly over Kertosono seperti yang telah disebutkan diatas didesain dengan balok I-Girder dapped *end* untuk bentang sepanjang 45 m. Fly over Kertosono didesain memiliki lebar lantai kendaraan 18 m yang terbagi atas dua jalur dan direncanakan terdapat trotoar selebar 1 m di setiap sisi fly over. Pembebanan menggunakan rencana keadaan batas yaitu mengalikam beban dengan factor beban untuk keadaan ultimate. Untuk beban mati ultimate dikalikan dengan factor beban 1.3 dan untuk beban hidup ultimate dikalikan factor beban 1.8 atau sesuai dengan yang telah diditetapkan pada SNI, hal ini berlaku untuk setiap menghitung bangunan atas fly over.

3.4.2 Urutan Desain Fly over

3.4.2.1 Desain Elemen Struktur Bangunan Atas

a. Desain dimensi

Merencanakan setiap dimensi struktur penyusun bangunan atas fly over disesuaikan dengan peraturan peraturan yang digunakan pada Standar Nasional Indonesia. Desain struktur bangunan atas fly over antara lain adalah sebagai berikut:

- Desain pipa dan tiang sandaran

- Desain trotoar dan kerb
- Desain pelat lantai
- Desain balok girder
- Desain diafragma
- Desain elastomer
- Desain ekspansi joint

b. Pembebanan struktur

Menganalisa seluruh beban yang diterima struktur fly over yang didesain untuk bangunan atas, adapun diantaranya :

- Beban mati, yaitu beban sendiri bangunan.
- Beban mati tambahan, yaitu beban aspal dan beban air hujan.
- Beban hidup, yaitu beban truk, BGT dan BTR.

c. Penulangan

Penulangan menggunakan rumus yang telah dijelaskan pada bab II untuk mendapatkan tulangan lentur, tulangan bagi dan tulangan geser.

d. Perhitungan Kekuatan Gelagar

Perhitungan kekuatan balok I girder menggunakan rumus yang telah di jelaskan pada bab II untuk mendapatkan tegangan, geser dan lentur.

3.4.2.2 Desain Element Struktur Bangunan Bawah

a. Desain dimensi struktur

Desain setiap dimensi struktur penyusun bangunan bawah fly over disesuaikan dengan peraturan peraturan yang digunakan pada Standar Nasional Indonesia. Desain struktur bangunan bawah fly over antara lain adalah sebagai berikut :

- Abutment
- Pilar
- Pilecap
- Pondasi

b. Pembebanan Struktur

Menganalisa seluruh beban yang diterima struktur fly over yang didesain untuk bangunan atas, adapun diantaranya :

- Beban akibat aksi tetap : berupa beban struktur sendiri dan beban tekanan tanah
- Beban akibat lalu lintas : berupa beban lajur “D”, beban pejalan kaki, dan gaya rem
- Beban akibat lingkungan : berupa beban angin, beban gempa, beban tekanan tanah dinamis.

c. Penulangan

Penulangan menggunakan rumus yang telah dijelaskan pada bab II untuk mendapatkan tulangan lentur, tulangan bagi dan tulangan geser.

d. Kontrol

Kontrol pada bangunan bawah meliputi kontrol terhadap momen guling, geser dan penurunan.

3.4.2.3 Desain Bangunan Pelengkap

a. Desain dimensi struktur

Desain setiap dimensi struktur penyusun bangunan pelengkap fly over disesuaikan dengan peraturan peraturan yang digunakan pada Standar Nasional Indonesia. Desain struktur bangunan pelengkap fly over antara lain adalah sebagai berikut :

- Pelat injak
- Wingwall

b. Pembebanan Struktur

Menganalisa seluruh beban yang diterima struktur fly over yang didesain untuk bangunan atas, adapun diantaranya :

- Beban mati berupa beban struktur sendiri
- Beban hidup
- Beban akibat tekanan tanah
- Beban gempa
- Beban tekanan tanah dinamis

c. Penulangan

Penulangan menggunakan rumus yang telah dijelaskan pada bab II untuk mendapatkan tulaangan lentur, tulangan bagi dan tulangan geser.

3.4.3 Penggambaran

Hasil penggambaran yang dilakukan berupa :

- ❖ Layout/denah fly over
- ❖ Gambar potongan
 - Potongan memanjang fly over
 - Potongan melintang fly over
- ❖ Gambar Detail
 - Detail penulangan tiang sandaran
 - Detail penulangan trotoar
 - Detail penulangan pelat lantai
 - Detail kabel strand dan penulangan balok I-Girder
 - Detail penulangan diafragma
 - Detail elastomer
 - Detail penulangan abutment
 - Detail penulangan pilar
 - Detail penulangan pilecap
 - Detail penulangan pondasi
 - Detail penulangan pelat injak
 - Detail penulangan wing wall

3.4.4 Perhitungan RAB

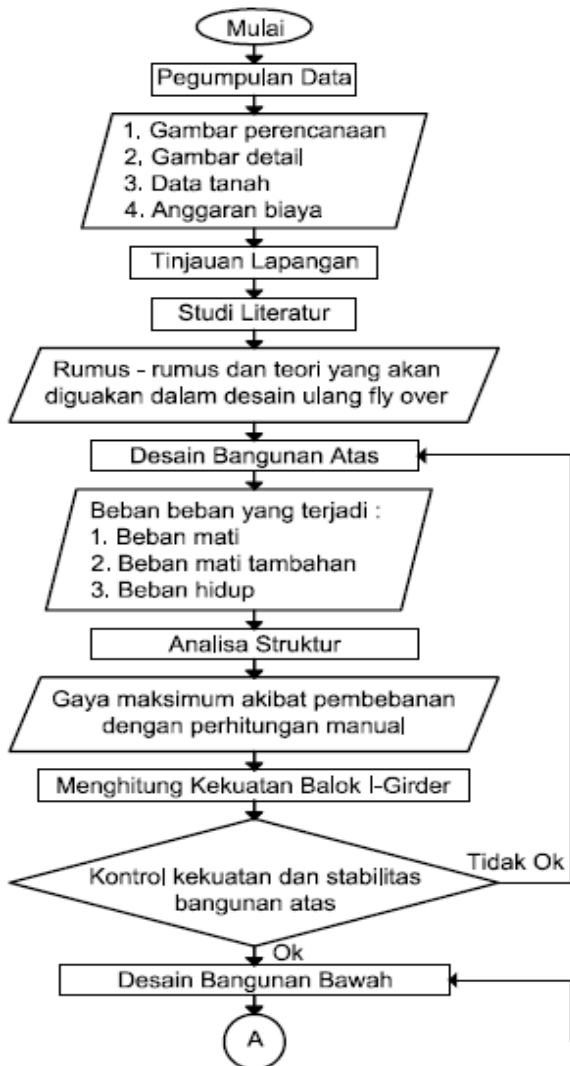
Perhitungan RAB dihitung dari volume dan durasi setiap item pekerjaan. Untuk perhitungan RAB

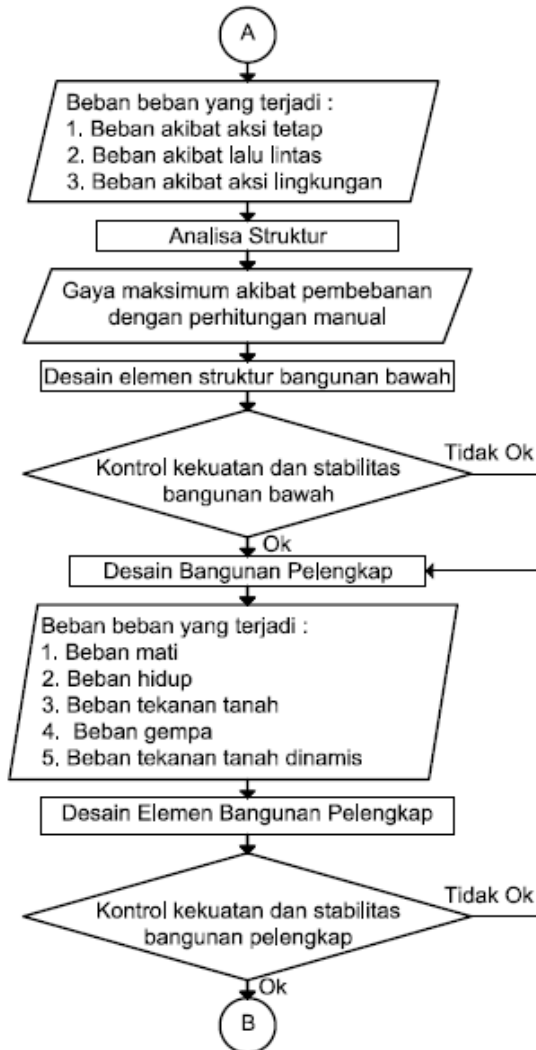
menggunakan panduan standar biaya tahun 2006 untuk wilayah Kertosono.

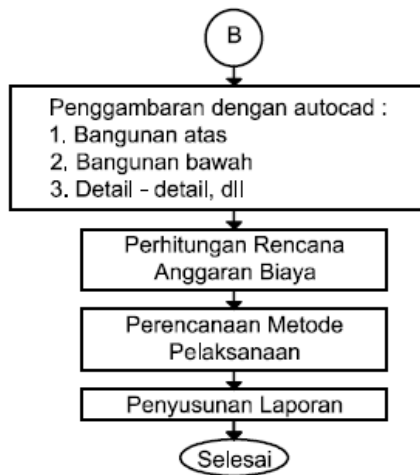
3.4.5 Perencanaan Metode Pelaksanaan

Penyusunan metode pelaksanaan di dasarkan pada mtaerial atau bahan yang digunakan dan peralatan kerja.

3.5 Bagan Alur







Gambar 3.1 Tahap Perencanaan

“Halaman ini sengaja dikosongkan”

BAB IV

PERENCANAAN BANGUNAN ATAS

4.1 Data Perencanaan Flyover

Panjang total flyover	= 375 m
Bentang flyover (L)	= 45 m
Jumlah bentang	= 8 bentang
Lebar flyover (B)	= 18 m
Tebal trotoar (tt)	= 200 mm
Tebal aspal (ta)	= 70 mm + 50 mm (overlay)
Diameter pipa sandaran	= 4 inch
Tebal pelat lantai	= 300 mm
Tinggi balok I-Girder	= 2300 mm
Jarak antar girder	= 2300 mm
Tinggi diafragma	= 800 mm
Lebar diafragma	= 300 mm

4.2 Material

Beton,

Untuk pelat :

Mutu	= K – 350
Kuat tekan (f_c')	= 24,9 MPa
Modulus elastisitas(E_c)	= 23452,95 MPa

Untuk balok I-Girder :

Mutu	= K - 800
Kuat tekan (f_c')	= 66,4 MPa
Modulus elastisitas (E_c)	= 38298,51 MPa
Tegangan ijin kondisi awal umur 28 hari (transfer) :	
Tekan = $0,55 f_c'$	= 39,84 MPa
Tarik = $0,25 \sqrt{f_c'}$	= -2,04 MPa
Tegangan ijin kondisi akhir umur 28 hari (servis) :	
Tekan = $0,45 f_c'$	= 29,88 MPa
Tarik = $0,5 \sqrt{f_c'}$	= -4,07 Mpa

Baja,

Baja tulangan :

Mutu baja $d \geq 13 \text{ mm}$ = U – 40

Tegangan leleh (f_y) = 400 Mpa

Mutu baja $d < 13 \text{ mm}$ = U – 24

Tegangan leleh (f_y) = 240 Mpa

Baja prategang :

Digunakan baja prategang “Uncoated seven wires stress strand relieved for prestressed concrete” ASTM A 416

Grade 270, produksi PT. VSL (T.Y. Lyn)

Diameter strand (d) = 12,7 mm

Luas nominas strand (A_{ps}) = 98,71 mm²

Kekuatan putus (F_{pu}) = 183,7 kN

Batas kekuatan tarik = 1860 Mpa

Modulus elastisitas (E_s) = 190000 MPa

4.3 Perhitungan Pipa Sandaran

4.3.1 Data perencanaan

Panjang = 2 m

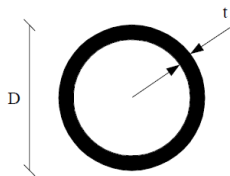
Diameter = 4 inch = 11,43 cm

Mutu baja = U – 24

Tegangan leleh (f_y) = 240 MPa

Tegangan ijin (σ ijin) = 160 Mpa

Modulus elastis (E_s) = 200000 Mpa

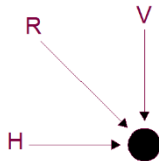


Gambar 4.1 Potongan Pipa

Desain dimensi pipa sandaran didasarkan pada buku tabel profil konstruksi baja (Ir. Rudy. Gunawan 1988) :

Tebal (t)	= 4,5 mm
Berat (G)	= 12,19 kg/m
Luas penampang (Ag)	= 15,5 cm ²
Jari jari girasi (r)	= 3,885 cm
Momen inersia (I)	= 234,201 cm ⁴
Modulus plastis (Z)	= 40,98 cm ³

4.3.2 Pembebanan



Gambar 4.2 Pembebanan Pipa Sandaran

Beban vertikal (quv)

Berat sendiri pipa (qd) = 12,19 kg/m

Beban hidup (ql) = 100 kg/m

= 100 kg/m

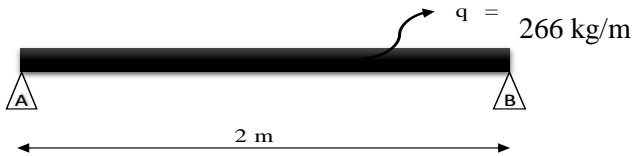
$$\begin{aligned}
 Q_{uv} &= 1,3 \text{ qd} + 1,8 \text{ ql} \\
 &= (1,3 \times 12,19 \text{ kg/m}) + (1,8 \times 100 \text{ kg/m}) \\
 &= 195,84 \text{ kg/m}
 \end{aligned}$$

Beban horizontal (quh)

$$\begin{aligned}
 q_{uh} &= 1,8 \text{ ql} \\
 &= 1,8 \times 100 \text{ kg/m} \\
 &= 180 \text{ kg/m}
 \end{aligned}$$

4.3.3 Analisa struktur

$$\begin{aligned}
 \text{Resultan (R)} &= \sqrt{q_{uv}^2 + q_{uh}^2} \\
 &= \sqrt{(195,84 \text{ kg/m})^2 + (180 \text{ kg/m})^2} \\
 &= 266 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$



$$\begin{aligned}
 V_a = V_b &= \frac{1}{2} \times q \times L \\
 &= \frac{1}{2} \times 266 \text{ kg/m} \times 2 \text{ m} \\
 &= 266 \text{ kg} \\
 &= 2660 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_{\max} &= \frac{1}{8} \times q \times L^2 \\
 &= \frac{1}{8} \times 266 \text{ kg/m} \times (2 \text{ m})^2 \\
 &= 133 \text{ kg.m} \\
 &= 1330000 \text{ N.mm}
 \end{aligned}$$

4.3.4 Kekuatan tahanan

A. Periksa Kelangsingan Penampang

Perhitungan kelangsingan penampang dapat dilihat pada

tabel 2.15 :

$$\begin{aligned}
 \frac{D}{t} &\leq \frac{22000}{F_y} \\
 \frac{114,3 \text{ mm}}{4,5 \text{ mm}} &\leq \frac{22000}{240 \text{ MPa}} \\
 25,4 &\leq 91,67
 \end{aligned}$$

Penampang Langsing

B. Kontrol Terhadap Momen

$$\begin{aligned}
 M_u &= 1330000 \text{ N.mm} \\
 \phi M_n &= 0,9 \times f_y \times Z \\
 &= 0,9 \times 240 \text{ Mpa} \times 40980 \text{ mm}^3 \\
 &= 8851680 \text{ N.mm} < M_u
 \end{aligned}$$

Momen OK

C. Kontrol Terhadap Lendutan

$$\text{Syarat, } \frac{5 \times q \times L^4}{384 \times E \times I} \leq \frac{L}{240}$$

$$\frac{5 \times 2,66 \frac{N}{mm} \times (2000 \text{ mm})^4}{384 \times 200000 \text{ MPa} \times 2342010 \text{ mm}^4} \leq \frac{2000 \text{ mm}}{240}$$

$$1,18 \text{ mm} \leq 8,333 \text{ mm}$$

Lendutan OK

D. Kontrol Terhadap Geser Nominal

Syarat, $V_u \leq \phi V_n$

$$V_u = 2660 \text{ N}$$

$$\begin{aligned} V_n &= 0,36 \times f_y \times A \\ &= 0,36 \times 240 \text{ MPa} \times 1550 \text{ mm}^2 \\ &= 133920 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \phi \times V_n &= 0,9 \times 133920 \text{ kN} \\ &= 120528 \text{ N} \end{aligned}$$

$$V_u \leq \phi V_n$$

$$2660 \text{ N} \leq 120528 \text{ N}$$

Geser OK

E. Kontrol terhadap Interaksi Geser dan Lentur

$$\text{Syarat, } \frac{M_u}{\phi M_n} + 0,625 \frac{V_u}{\phi V_n} \leq 1,375$$

$$\begin{aligned} \frac{M_u}{\phi M_n} + 0,625 \frac{V_u}{\phi V_n} &= \frac{1330000 \text{ N.m}}{8851680 \text{ N.m}} + 0,625 \times \frac{2660 \text{ N}}{120528 \text{ N}} \\ &= 0,164 \end{aligned}$$

$$\frac{M_u}{\phi M_n} + 0,625 \frac{V_u}{\phi V_n} \leq 1,375$$

$$1,037 \leq 1,375$$

Interaksi geser dan lentur OK

4.4 Perhitungan Tiang Sandaran

4.4.1 Desain Dimensi Tiang Sandaran

Berdasarkan Pedoman Perencanaan Pembebanan Jembatan Jalan Raya Pasal 1 hal. 10 (PPPJJR 1987), Tiang-tiang sandaran pada setiap tepi trotoar harus diperhitungkan untuk dapat menahan beban horizontal dan vertikal sebesar 100 kg/m^2 , yang bekerja pada tinggi 90 cm di atas lantai trotoar.

4.4.2 Data Perencanaan

Tinggi tiang sandaran	H	= 1 m
Tebal tiang sandaran	h	= 150 mm
Lebar tiang sandaran	b	= 100 mm
Diameter tulangan utama	$\emptyset p$	= 12 mm
Luas tulangan pokok	A_p	= 113 mm ²
Diameter tulangan geser $\emptyset g$		= 8 mm
Luas tulangan geser	A_g	= 50 mm ²
Tebal selimut beton	d'	= 35 mm
Tebal efektif beton	d	= 101 mm
Jarak antar tiang sandaran	L	= 2 m
Tegangan leleh baja	f_y	= 240 MPa
Kuat tekan beton	f_c'	= 29,05 MPa

4.4.3 Pembebanan

Beban vertical

✓ Berat pipa sandaran,

$$\begin{aligned} P_{d1} &= G \times L \times 2 \\ &= 12,19 \text{ kg/m} \times 2 \text{ m} \times 2 \\ &= 49 \text{ kg} \end{aligned}$$

✓ Berat tiang sandaran,

$$\begin{aligned} P_{d2} &= b \times h \times H \times B_j \text{ beton} \\ &= 0,1 \text{ m} \times 0,15 \text{ m} \times 1 \text{ m} \times 25 \text{ kN/m}^3 \\ &= 38 \text{ kg} \end{aligned}$$

✓ Beban hidup,

$$\begin{aligned} P_l &= q_l \times L \\ &= 100 \text{ kg/m} \times 2 \text{ m} \\ &= 200 \text{ kg} \end{aligned}$$

Beban vertikal ultimate,

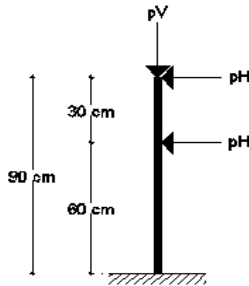
$$\begin{aligned} P_{uv} &= 1.3 \times (P_{d1} + P_{d2}) + 1.8 \times P_l \\ &= 1.3 \times (49 \text{ kg} + 38 \text{ kg}) + 1.8 \times 200 \text{ kg} \\ &= 832 \text{ kg} \end{aligned}$$

Beban horizontal

Beban horizontal ultimit,

$$\begin{aligned}
 P_{uh} &= 1.8 \times q_l \\
 &= 1.8 \times 200 \text{ kg} \\
 &= 360 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

4.4.4 Analisa Struktur



Gambar 4.3 Pembebanan Tiang Sandaran

$$\begin{aligned}
 H_A &= 2 \times P_{uh} \\
 &= 2 \times 360 \text{ kg} \\
 &= 720 \text{ kg (} \longrightarrow \text{)}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 V_A &= P_{uv} \\
 &= 832 \text{ kg (} \uparrow \text{)}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_A &= 0.9 \text{ m} \times P_{uh} + 0.6 \text{ m} \times P_{uh} \\
 &= 0.9 \text{ m} \times 360 \text{ kg} + 0.6 \text{ m} \times 360 \text{ kg} \\
 &= 540 \text{ kg.m}
 \end{aligned}$$

4.4.5 Perhitungan Tulangan

$$\begin{aligned}
 M_n \text{ perlu} &= M_{\max} / \phi \\
 &= 5400000 \text{ N.mm} / 0.8 \\
 &= 6750000 \text{ N.mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 R_n &= \frac{M_n}{b \times d^2} \\
 &= \frac{6750000 \text{ N.mm}}{100 \text{ mm} \times (101 \text{ mm})^2} \\
 &= 6,62 \text{ N/mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 m &= \frac{F_y}{0,85 \times f_{c'} \times 240 \text{ MPa}} \\
 &= \frac{0,85 \times 29,05 \text{ MPa}}{240 \text{ MPa}} \\
 &= 9,7
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \rho &= \frac{1}{m} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{F_y}} \right) \\
 &= \frac{1}{9,7} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 9,7 \times 6,62 \frac{N}{mm^2}}{240 \frac{N}{mm^2}}} \right) \\
 &= 0,0328
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \rho_{\min} &= \frac{1,4}{f_y} \\
 &= \frac{1,4}{240 \text{ MPa}} \\
 &= 0,0058
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \rho_{\max} &= 0,75 \times \frac{0,85 f_{c'}}{F_y} \times \beta_1 \times \frac{600}{600 + F_y} \\
 &= 0,75 \times \frac{0,85 \times 29,05}{240} \times 0,85 \times \frac{600}{600 + 240} \\
 &= 0,0468
 \end{aligned}$$

Cek, $\rho_{\min} < \rho < \rho_{\max}$

$0,0058 < 0,0328 < 0,0468$

Maka digunakan $\rho = 0,0328$

A. Tulangan Lentur

Perhitungan luas tulangan lentur perlu adalah sebagai berikut :

$$\begin{aligned}
 \text{As perlu} &= \rho \times b \times d \\
 &= 0,0328 \times 100 \text{ mm} \times 101 \text{ mm} \\
 &= 331 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Dipasang tulangan 4 Ø12,

Maka luas tulangan pasang, $\text{As pasang} = 452 \text{ mm}^2$.

B. Tulangan Geser

$$\begin{aligned}
 V_u &= 832 \text{ kg} \\
 &= 8321,38 \text{ N}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 V_c &= \frac{1}{6} \times \sqrt{f_c'} \times b \times d \\
 &= \frac{1}{6} \times \sqrt{29,05 \text{ MPa}} \times 100 \text{ mm} \times 101 \text{ mm} \\
 &= 9072,84 \text{ N} \\
 \phi V_c &= 0,75 \times 9072,84 \\
 &= 6804,63 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Kondisi 1,
 Syarat, $0,5 \phi V_c > V_u$
 $3402,32 \text{ N} < 8321,38 \text{ N}$
 (Hitung kondisi 2)

Kondisi 2,
 Syarat, $0,5 \phi V_c < V_u < \phi V_c$
 $3402,32 \text{ N} < 8321,38 \text{ N} > 6804,63 \text{ N}$
 (Hitung kondisi 3)

Kondisi 3,
 $\phi V_c < V_u < \phi (V_c + V_s \text{ min})$
 $6804,63 \text{ N} < 8321,38 \text{ N} < 9329,63 \text{ N}$ **OK**

$$\begin{aligned}
 V_s \text{ min} &= 1/3 \times b_w \times d \\
 &= 1/3 \times 100 \text{ mm} \times 101 \text{ mm} \\
 &= 3367 \text{ N}
 \end{aligned}$$

Direncanakan tulangan geser 2 lengan,

$$\begin{aligned}
 A_v \text{ pasang} &= 100 \text{ mm}^2 \\
 S \text{ pasang} &= 50 \text{ mm} \\
 V_s \text{ pasang} &= \frac{A_v \times f_y \times d}{s} \\
 &= \frac{100 \text{ mm}^2 \times 240 \text{ MPa} \times 101 \text{ mm}^2}{50 \text{ mm}} \\
 &= 48480 \text{ N} > V_s \text{ min} \quad \text{OK}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 A_v \text{ min} &= \frac{b \times s}{3 f_y} \\
 &= \frac{100 \text{ mm}^2 \times 50 \text{ mm}}{3 \times 240 \text{ MPa}} \\
 &= 6,9 \text{ mm}^2 < A_v \text{ pasang} \quad \text{OK}
 \end{aligned}$$

Kontrol jarak tulangan,

Syarat 1, $s \leq d/2$
 $50 \text{ mm} < 51 \text{ mm}$ **OK**

Syarat 2, $s \leq 600 \text{ mm}$
 $50 \text{ mm} < 600 \text{ mm}$ **OK**

Maka dipasang tulangan geser $\emptyset 8 - 50 \text{ mm}$.

4.5 Perhitungan Pelat Lantai Tengah

4.5.1 Data Perencanaan

Tebal pelat	ts	= 300 mm
Jarak antar gelagar	s	= 2,3 m
Tebal aspal + overlay	ta	= 120 mm
Tebal genangan air hujan	th	= 50 mm
Diameter tulangan pokok	$\emptyset p$	= 16 mm
Luas tulangan pokok	Ap	= 201 mm ²
Diameter tulangan bagi	$\emptyset g$	= 13 mm
Luas tulangan bagi	Ag	= 133 mm ²
Tebal selimut beton	d'	= 35 mm
Tebal efektif beton	d	= 242,5 mm
Tegangan leleh baja	fy	= 400 MPa
Kuat tekan beton	fc'	= 29,05 Mpa
Modulus elastis beton	Ec	= 25332,08 MPa

4.5.2 Pembebanan

1. Beban Mati

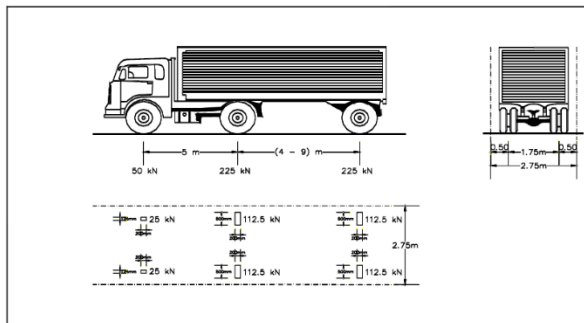
✓ Berat sendiri = $ts \times b \times Wc$
 $= 0,3 \text{ m} \times 1 \text{ m} \times 25 \text{ kN/m}^3$
 $Q_{ms} = 7,5 \text{ kN/m}$
 $Q_{u \text{ ms}} = 1,3 \times Q_{ms}$
 $= 9,8 \text{ kN/m}$

2. Beban Mati Tambahan

✓ Berat aspal = $ta \times b \times Wc$
 $= 0,12 \text{ m} \times 1 \text{ m} \times 22 \text{ kN/m}^3$
 $= 2,64 \text{ kN/m}$

$$\begin{aligned}
 \checkmark \quad \text{Berat air hujan} &= th \times b \times Wc \\
 &= 0,05\text{m} \times 1\text{m} \times 9,8\text{kN/m}^3 \\
 &= 0,49 \text{ kN/m} \\
 Q_{ma} &= 3,1 \text{ kN/m} \\
 Q_{u\ ma} &= 2 \times Q_{ma} \\
 &= 6,3 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

3. Beban Hidup



Gambar 4.4 Pembebanan Truk "T"

Kelas jembatan yang didesain menggunakan kelas jembatan A dengan nilai Loading Bina Marga (LBM) adalah 100%.

$$\begin{aligned}
 \text{Beban "T"} &= 112,5 \text{ kN} \\
 \text{Faktor beban dinamis DLA} &= 30\% \\
 \text{Beban truk} &= (1 + \text{DLA}) \times \text{"T"} \\
 &= (1 + 0,3) \times 112,5\text{kN} \\
 T_{tt} &= 146,25 \text{ kN} \\
 Tu_{tt} &= 2 \times T_{tt} \\
 &= 292,5 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

4. Beban Angin

$$\text{Koefisien seret } (C_w) = 1,2$$

Tabel 4.1 Kecepatan Angin Rencana V_w

	Notasi	Layan	Ultimit	Satuan
Faktor beban	Kew	1	1,2	
Kec. angin	V_w	30	35	m/det

Kondisi Layan,

$$\begin{aligned}
 T_{ew} &= 0.0012 \times C_w \times (V_w)^2 \\
 &= 0,0012 \times 1,2 \times 900 \\
 &= 1,296 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

Bidang vertikal yang ditiup angin merupakan bidang samping kendaraan dengan tinggi (h) 2 m di atas lantai jembatan.

Jarak antara roda kendaraan $x = 1,75 \text{ m}$

Transfer beban angin ke lantai jembatan,

$$\begin{aligned}
 T'_{ew} &= \left[\frac{1}{2} \times h / x \times T_{EW} \right] \times b \\
 &= \left[\frac{1}{2} \times 2 \text{ m} / 1,75 \text{ m} \times 1,296 \text{ kN/m} \right] \times 1 \text{ m} \\
 &= 0,7 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Kondisi Ultimit,

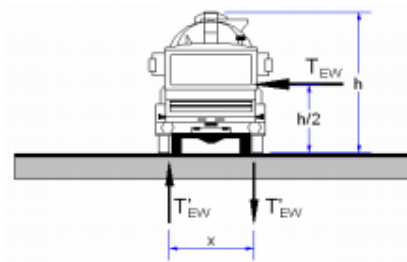
$$\begin{aligned}
 T_{u ew} &= 0.0012 \times C_w \times (V_w)^2 \\
 &= 0,0012 \times 1,2 \times 1225 \\
 &= 1,764 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

Bidang vertikal yang ditiup angin merupakan bidang samping kendaraan dengan tinggi (h) 2 m di atas lantai jembatan.

Jarak antara roda kendaraan $x = 1,75 \text{ m}$

Transfer beban angin ke lantai jembatan,

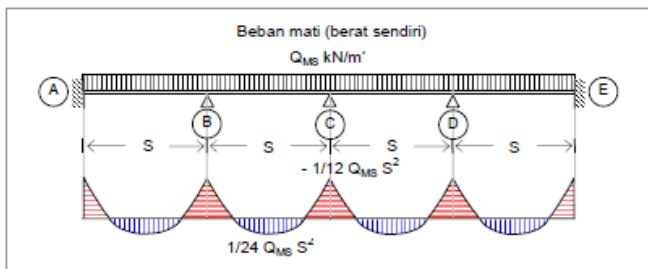
$$\begin{aligned}
 T'_{u ew} &= \left[\frac{1}{2} \times h / x \times T_{EW} \right] \times b \\
 &= \left[\frac{1}{2} \times 2 \text{ m} / 1,75 \text{ m} \times 1,764 \text{ kN/m} \right] \times 1 \text{ m} \\
 &= 1,008 \text{ kN}
 \end{aligned}$$



Gambar 4.5 Transfer Beban Angin ke Lantai Kendaraan

4.5.3 Analisa Struktur

A. Beban Sendiri Plat



Gambar 4.6 Nilai Momen Lapangan dan Tumpuan Akibat Berat Sendiri Lantai

Berat sendiri pelat $Q_{u\ ms} = 9,8\text{ kN/m}$

Jarak antar gelagar $s = 2,3\text{ m}$

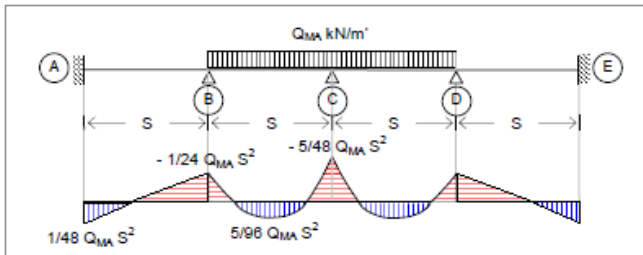
Momen tumpuan maksimum,

$$\begin{aligned} M_{ms\ T} &= 1/12 \times Q_{u\ ms} \times s^2 \\ &= 1/12 \times 9,8\text{ kN/m} \times (2,3\text{ m})^2 \\ &= 4,3\text{ kN.m} \end{aligned}$$

Momen lapangan maksimum,

$$\begin{aligned} M_{ms\ L} &= 1/24 \times Q_{u\ ms} \times s^2 \\ &= 1/24 \times 9,8\text{ kN/m} \times (2,3\text{ m})^2 \\ &= 2,1\text{ kN.m} \end{aligned}$$

B. Beban Mati Tambahan



Gambar 4.7 Nilai Momen Lapangan dan Tumpuan Akibat Beban Mati Tambahan

Beban mati tambahan $Q_{u\ ma} = 6,3 \text{ kN/m}$

Jarak antar gelagar $s = 2,3 \text{ m}$

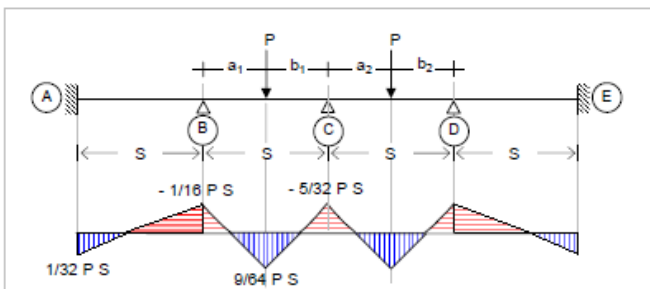
Momen tumpuan maksimum,

$$\begin{aligned} M_{ma\ T} &= \frac{5}{48} \times Q_{u\ ma} \times s^2 \\ &= \frac{5}{48} \times 6,3 \text{ kN/m} \times (2,3 \text{ m})^2 \\ &= 3,5 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

Momen lapangan maksimum,

$$\begin{aligned} M_{ma\ L} &= \frac{5}{96} \times Q_{u\ ma} \times s^2 \\ &= \frac{5}{96} \times 6,3 \text{ kN/m} \times (2,3 \text{ m})^2 \\ &= 1,7 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

C. Beban Hidup



Gambar 6 : Nilai momen lapangan dan tumpuan akibat beban terpusat P_{TT} dan P_{EW} .

Gambar 4.8 Nilai Momen Lapangan dan Tumpuan Akibat Beban Terpusat P_{tt} dan P_{ew}

Beban truk $T_{tt} = 293 \text{ kN}$

Jarak antar gelagar $s = 2,3 \text{ m}$

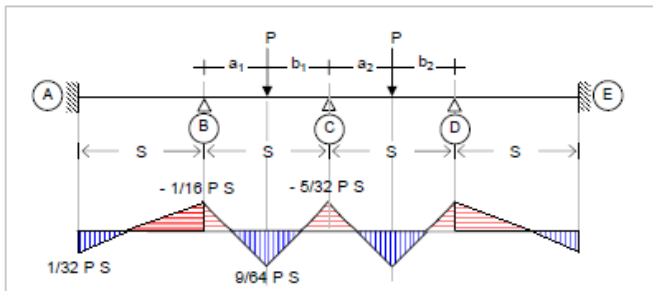
Momen tumpuan maksimum,

$$\begin{aligned} M_{ttT} &= 5/32 \times T_{tt} \times s \\ &= 1/12 \times 293 \text{ kN} \times 2,3 \text{ m} \\ &= 105 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

Momen lapangan maksimum,

$$\begin{aligned} M_{ttL} &= 9/64 \times T_{tt} \times s \\ &= 1/24 \times 291 \text{ kN} \times 2,3 \text{ m} \\ &= 95 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

D. Beban Angin



Gambar 6 : Nilai momen lapangan dan tumpuan akibat beban terpusat P_{tt} dan P_{ew} .

Gambar 4.9 Nilai Momen Lapangan dan Tumpuan Akibat Beban Terpusat P_{tt} dan P_{ew}

Beban angin $T'_{uew} = 1,008 \text{ kN}$

Jarak antar gelagar $s = 2,3 \text{ m}$

Momen tumpuan maksimum,

$$\begin{aligned} M_{ttT} &= 5/32 \times T'_{uew} \times s \\ &= 1/12 \times 1,008 \text{ kN} \times 2,3 \text{ m} \\ &= 0,36 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

Momen lapangan maksimum,

$$\begin{aligned} M_{ttL} &= 9/64 \times T'_{uew} \times s \\ &= 1/24 \times 1,008 \text{ kN} \times 2,3 \text{ m} \\ &= 0,33 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

Tabel 4.2 Rekap Momen Pada Pelat Lantai

No.	Jenis Beban	M . Lap	M. Tum
		kN.m	kN.m
1	Beban sendiri	2,1	4,3
2	Beban mati tambahan	1,7	3,46
3	Beban hidup truk	94,6	105,1
4	Beban angin	0,32	0,36
	Σ	98,81	113,23

4.5.4 Perhitungan Tulangan Tumpuan

$$\begin{aligned}
 M_n \text{ perlu} &= M_{\max} / \phi \\
 &= 113,23 \text{ kN.m} / 0.8 \\
 &= 141 \text{ kN.m} \\
 &= 140902911,5 \text{ N.mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 R_n &= \frac{M_n}{b x d^2} \\
 &= \frac{140902911,5 \text{ mm}}{1000 \text{ mm} \times (242,5 \text{ mm})^2} \\
 &= 2,4 \text{ N/mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 m &= \frac{F_y}{0,85 \times f_c'} \\
 &= \frac{400 \text{ MPa}}{0,85 \times 29,05 \text{ MPa}} \\
 &= 16,2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \rho &= \frac{1}{m} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{F_y}} \right) \\
 &= \frac{1}{16,2} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 16,2 \times 2,4 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}}{400 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}}} \right) \\
 &= 0,0063
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \rho_{\min} &= \frac{1,4}{f_y} \\
 &= \frac{1,4}{400 \text{ MPa}} \\
 &= 0,0035
 \end{aligned}$$

$$\rho_{\max} = 0,75 \times \frac{0,85 f_c'}{F_y} \times \beta_1 \times \frac{600}{600 + F_y}$$

$$= 0,75x \frac{0,85x29,05}{240} x 0,85x \frac{600}{600+400}$$

$$= 0,0236$$

Cek, $\rho_{\min} < \rho < \rho_{\max}$

$$0,0035 < 0,0063 < 0,0236$$

Maka digunakan $\rho = 0,0063$

A. Tulangan Lentur

Perhitungan luas tulangan lentur perlu adalah sebagai berikut :

$$\begin{aligned} \text{As perlu} &= \rho \times b \times d \\ &= 0,0063 \times 1000 \text{ mm} \times 242,5 \text{ mm} \\ &= 1530,89 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Diasang tulangan D16.

Jarak antar tulangan maksimum,

$$\begin{aligned} s_{\max} &= \frac{\text{As pasang} \times b}{\text{As perlu}} \\ &= \frac{201 \text{ mm}^2 \times 1000 \text{ mm}}{1530,89 \text{ mm}^2} \\ &= 231 \text{ mm.} \end{aligned}$$

Maka dipasang tulangan lentur, D16 – 100 mm.

B. Tulangan Bagi

$$\begin{aligned} \text{As perlu} &= 50\% \text{ As lentur} \\ &= 50\% \times 1530,89 \text{ mm}^2 \\ &= 765,4 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Dipasang tulangan D16.

Jarak antar tulangan maksimum,

$$\begin{aligned} s_{\max} &= \frac{\text{As pasang} \times b}{\text{As perlu}} \\ &= \frac{133 \text{ mm}^2 \times 1000 \text{ mm}}{765,4 \text{ mm}^2} \\ &= 173 \text{ mm.} \end{aligned}$$

Maka dipasang tulangan lentur, D13 – 150 mm.

4.5.5 Perhitungan Lapangan Lapangan

$$\begin{aligned} \text{Mn perlu} &= M_{\max} / \phi \\ &= 98,81 \text{ kN.mm} / 0.8 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 &= 123 \text{ kN.mm} \\
 &= 123191174,5 \text{ N.mm} \\
 R_n &= \frac{Mn}{bxd^2} \\
 &= \frac{123191174,5 \text{ N.mm}}{1000 \text{ mm} \times (242,5 \text{ mm})^2} \\
 &= 2,1 \text{ N/mm}^2 \\
 m &= \frac{F_y}{0,85 \times f_c'} \\
 &= \frac{400 \text{ MPa}}{0,85 \times 29,05 \text{ MPa}} \\
 &= 16,2 \\
 \rho &= \frac{1}{m} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{F_y}} \right) \\
 &= \frac{1}{16,2} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 16,2 \times 2,1 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}}{400 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}}} \right) \\
 &= 0,0055 \\
 \rho_{\min} &= \frac{1,4}{f_y} \\
 &= \frac{1,4}{400 \text{ MPa}} \\
 &= 0,0035 \\
 \rho_{\max} &= 0,75 \times \frac{0,85 f_c'}{F_y} \times \beta_1 \times \frac{600}{600 + F_y} \\
 &= 0,75 \times \frac{0,85 \times 29,05}{240} \times 0,85 \times \frac{600}{600 + 400} \\
 &= 0,0236
 \end{aligned}$$

Cek, $\rho_{\min} < \rho < \rho_{\max}$

$0,0035 < 0,0055 < 0,0236$

Maka digunakan $\rho = 0,0055$

A. Tulangan Lentur

Perhitungan luas tulangan lentur perlu adalah sebagai berikut :

$$\begin{aligned}
 \text{As perlu} &= \rho \times b \times d \\
 &= 0,0055 \times 1000 \text{ mm} \times 242,5 \text{ mm} \\
 &= 1329 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Dipasang tulangan D16

Jarak antar tulangan maksimum,

$$s_{\max} = \frac{As_{\text{pasang}} \times b}{As_{\text{perlu}}} = \frac{201 \text{ mm}^2 \times 1000 \text{ mm}}{1329 \text{ mm}^2} = 151 \text{ mm}.$$

Maka dipasang tulangan lentur, D16 – 100 mm.

B. Tulangan Bagi

$$\begin{aligned} As_{\text{perlu}} &= 50\% As_{\text{lentur}} \\ &= 50\% \times 1329 \text{ mm}^2 \\ &= 664,5 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Dipasang tulangan D13,

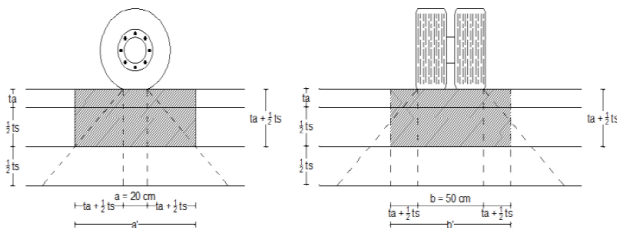
Jarak antar tulangan maksimum,

$$s_{\max} = \frac{As_{\text{pasang}} \times b}{As_{\text{perlu}}} = \frac{133 \text{ mm}^2 \times 1000 \text{ mm}}{664,5 \text{ mm}^2} = 256 \text{ mm}.$$

Maka dipasang tulangan lentur, D13 – 150 mm.

4.5.6 Kontrol Geser Pons

Posisi A



Gambar 4.10 Bidang penyebaran tekanan roda di tengah lantai kendaraan

Diketahui :

- $a = 200 \text{ mm}$

- $b = 500 \text{ mm}$
- $t_a = 120 \text{ mm}$
- $t_s = 300 \text{ mm}$
- $a' = a + 2t_a + t_s$
 $= 200 \text{ mm} + 240 \text{ mm} + 300 \text{ mm}$
 $= 740 \text{ mm}$
- $b' = b + 2t_a + t_s$
 $= 500 \text{ mm} + 240 \text{ mm} + 300 \text{ mm}$
 $= 1040 \text{ mm}$
- $K = 2a' + 2b'$
 $= 2 \times 740 \text{ mm} + 2 \times 1040 \text{ mm}$
 $= 3560 \text{ mm}$
- $d = 238 \text{ mm}$
- $A_{\text{pons}} = k \times d$
 $= 3560 \text{ mm} \times 238 \text{ mm}$
 $= 847280 \text{ mm}^2$
- Beban truk ($P_{u \text{ tt}}$) = 292,5 kN

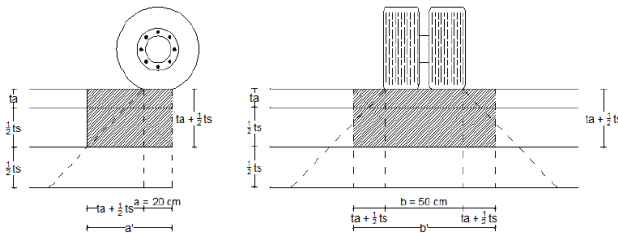
Kekuatan nominal lantai terhadap geser tanpa tulangan geser,

$$\begin{aligned}
 V_c &= \frac{1}{6} \times \sqrt{f'c'} \times k \times d \\
 &= 761112,4 \text{ N} \\
 &= 761,11 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Kekuatan geser terfaktor,

$$\begin{aligned}
 V_n &= \phi V_c \\
 &= 0,7 \times 761,11 \text{ kN} \\
 &= 532,78 \text{ kN} > P_{u \text{ tt}}
 \end{aligned}$$

Maka pelat lantai tidak membutuhkan tulangan geser pons.

Posisi B

Gambar 4.11 Bidang penyebaran tekanan roda di pinggir/tepi lantai kendaraan

Diketahui :

- $a = 200 \text{ mm}$
- $b = 500 \text{ mm}$
- $ta = 120 \text{ mm}$
- $ts = 300 \text{ mm}$
- $a' = a + ta + 0,5ts$
 $= 200 \text{ mm} + 120 \text{ mm} + 150 \text{ mm}$
 $= 470 \text{ mm}$
- $b' = b + ta + 0,5ts$
 $= 500 \text{ mm} + 120 \text{ mm} + 150 \text{ mm}$
 $= 770 \text{ mm}$
- $K = 2a' + 2 b'$
 $= 2 \times 470 \text{ mm} + 2 \times 770 \text{ mm}$
 $= 2480 \text{ mm}$
- $d = 238 \text{ mm}$
- $A \text{ pons} = k \times d$
 $= 2480 \text{ mm} \times 238 \text{ mm}$
 $= 590240 \text{ mm}^2$
- $\text{Beban truk (Pu tt)} = 292,5 \text{ kN}$

Kekuatan nominal rantai terhadap geser tanpa tulangan geser,

$$\begin{aligned}
 V_c &= \frac{1}{6} \times \sqrt{f_c'} \times k \times d \\
 &= 530213,1 \text{ N} \\
 &= 530,21 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Kekuatan geser terfaktor,

$$\begin{aligned}
 V_n &= \phi V_c \\
 &= 0,7 \times 530,21 \text{ kN} \\
 &= 371,15 \text{ kN} > P_u \text{ tt}
 \end{aligned}$$

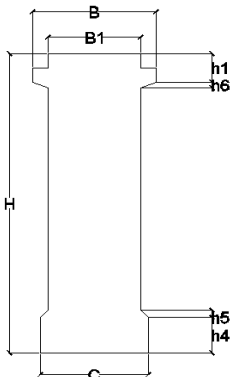
Maka pelat lantai tidak membutuhkan tulangan geser pons.

4.6 Perhitungan Gelagar

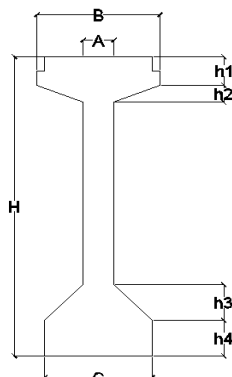
4.6.1 Spesifikasi Teknis Girder

Desain Gelagar pada flyover kertoso menggunakan spesifikasi girder produksi dari PT. Wijaya Karya Beton yang disesuaikan dengan bentang jembatan. Bentang girder yang direncanakan pada proyek akhir ini yaitu 45 m. Berikut adalah data dimensi girder dengan sistem pratekan pascatarik bentang 45m :

Bentang	= 46 m
Panjang girder	= 45,6 m
Kelas girder	= Kelas A
Jarak antar girder	= 2,3 m
Sistem pratekan	= Pascatarik



Gambar 4.13 End Section



Gambar 4.12 Center Section

Dimensi girder :

H	= 2300 mm
h1	= 200 mm
h2	= 120 mm
h3	= 250 mm
h4	= 250 mm
h5	= 50 mm
h6	= 40 mm
A	= 200 mm
B	= 800 mm
B1	= 600 mm
C	= 700 mm

4.6.2 Data Perencanaan

Bentang girder	L	= 45,6 m
Tebal pelat lantai	ts	= 300 mm
Tebal aspal + overlay	ta	= 120 mm
Tebal genangan air hujan	th	= 50 mm
Lebar efektif pelat lantai	b eff	= 2300 mm

Mutu Beton

Mutu girder		= K – 800
Kuat tekan beton (28 hari)	fc'	= 66,4 Mpa
Modulus elastisitas girder	Ec1	= 38298,51 Mpa
Modulus elastisitas pelat	Ec2	= 25332,08 Mpa
$n = Ec1 / Ec2$		= 1,51

Kabel Baja Prategang

Beton prategang mengkombinasikan antara beton berkekuatan tinggi dan baja dengan mutu tinggi dengan cara “aktif”. Hal ini dicapai dngan cara menarik baja tersebut dan menahanya ke beton, sehingga membuat bton dalam keadaan tertekan. Kombinasi aktif ini menghasilkan perilaku yang lebih

baik dari kedua bahan tersebut (Lin T.Y dan NED Burns, “Desain Struktur Beton Prategang”).

Baja mutu tinggi merupakan bahan yang digunakan untuk menghasilkan gaya pategang dan mensuplai gaya tarik pada beton prategang.

Dalam tugas akhir ini direncanakan baja mutu tinggi dengan menggunakan “Uncoated seven wire stress strand relieved for prestressed concrete” (ASTM A 416 Grade 270) produksi dari PT. VSL.

Dengan spesifikasi bahan sebagai berikut :

Diameter strand	d	= 12,7 mm
Luas nominal strand	Aps	= 98,71 mm ²
Jenis strand		= seven wire strand
Kekuatan putus	Fpu	= 183,7 kN
Kekuatan tarik	fpu	= 1860 MPa
Modulus elastis strand	Es	= 190000 MPa

4.6.3 Analisa Penampang Girder

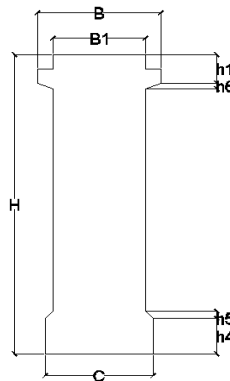
1. Sebelum Komposit

A. Tumpuan

Dimensi girder tumpuan:

Tabel 4.3 Dimensi girder tumpuan

Notasi	(mm)
H	2300
B	800
B1	600
h1	200
h4	250
h5	50
h6	400
C	700



No Ruas	Luas (mm ²)	Jarak titik berat ruas ke serat bawah (mm)	Statis Momen ke Serat Bawah (mm ³)
A1	60000	2250	135000000
A2	80000	2150	172000000
A3	4000	2086,67	8346666,667
A4	1110000	1175	1304250000
A5	2500	716,67	1791666,667
A6	175000	125	21875000
Σ	1431500		1643263333

Titik berat balok girder tumpuan,

$$\begin{aligned}
 Y_b &= \frac{\text{Statis momen ke serat bawah}}{\text{Luas total penampang}} \\
 &= \frac{1643263333 \text{ mm}^3}{1431500 \text{ mm}^2} \\
 &= 1147,94 \text{ mm} \\
 Y_a &= H - Y_b \\
 &= 2300 \text{ mm} - 1147,94 \text{ mm} \\
 &= 1152,07 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Tabel 4.4 Momen Inersia Girder Tumpuan

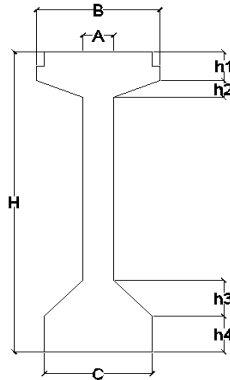
No Ruas	Momen Inersia (Ix)
	$I_x + A \cdot R^2 \text{ (mm}^4\text{)}$
A1	72923354975,9
A2	80398037162,0
A3	1762804579,1
A4	422921659993,3
A5	232833459,2
A6	184029355436,10
Σ	762268045605,5

B. Lapangan

Dimensi girder lapangan :

Tabel 4.5 Dimensi girder lapangan

Notasi	(mm)
H	2300
B	800
A	200
h1	200
h2	120
h3	250
h4	250
C	700



No Ruas	Luas (mm ²)	Jarak titik berat ruas ke serat bawah (mm)	Statis Momen ke Serat Bawah (mm ³)
A1	70000	2250	157500000
A2	80000	2150	172000000
A3	36000	2060	74160000
A4	370000	1175	434750000
A5	62500	333,3333333	20833333,33
A6	175000	125	21875000
Σ	793500		881118333,3

Titik berat balok girder lapangan,

$$\begin{aligned}
 Y_b &= \frac{\text{Statis momen ke serat bawah}}{\text{Luas total penampang}} \\
 &= \frac{881118333,3 \text{ mm}^3}{793500 \text{ mm}^2} \\
 &= 1110,42 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$Y_a = H - Y_b$$

$$= 2300 \text{ mm} - 1110,42 \text{ mm}$$

$$= 1189,58 \text{ mm}$$

Tabel 4.6 Momen Inersia Girder Lapangan

No Ruas	Momen Inersia (Ix)
	$I_x + A \cdot R^2 \text{ (mm}^4\text{)}$
A1	90954967614,2
A2	86524779502,8
A3	16240236446,7
A4	107070192787,0
A5	19087758000,1
A6	170845686731,35
Σ	490723621082,2

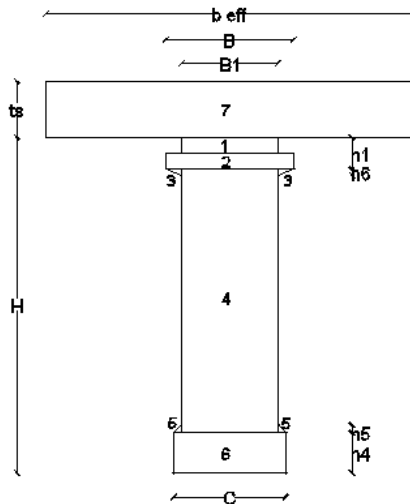
2. Setelah Komposit

A. Tumpuan

Dimensi girder tumpuan:

Tabel 4.7 Dimensi girder tumpuan

Notasi	(mm)
H	2300
B	800
B1	600
A	200
h1	200
h4	250
h5	50
h6	40
C	700
B eff	2300
B eff / n	1521
ts	300



No Ruas	Luas (mm ²)	Jarak titik berat ruas ke serat bawah (mm)	Statis Momen ke Serat Bawah (mm ³)
A1	60000	2250	135000000
A2	80000	2150	172000000
A3	4000	2086,666667	8346666,667
A4	1110000	1175	1304250000
A5	2500	716,6666667	1791666,667
A6	175000	125	21875000
A7	456392,1	2450	1118160648
Σ	1887892,1		2761423981

Titik berat girder tumpuan,

$$\begin{aligned} Y_b &= \frac{\text{Statis momen ke serat bawah}}{\text{Luas total penampang}} \\ &= \frac{2761423981 \text{ mm}^3}{1887892,1 \text{ mm}^2} \\ &= 1462,7 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Y_a &= H - Y_b \\ &= 2300 \text{ mm} - 1462,7 \text{ mm} \\ &= 1137,3 \text{ mm} \end{aligned}$$

Tabel 4.8 Momen Inersia Girder Tumpuan

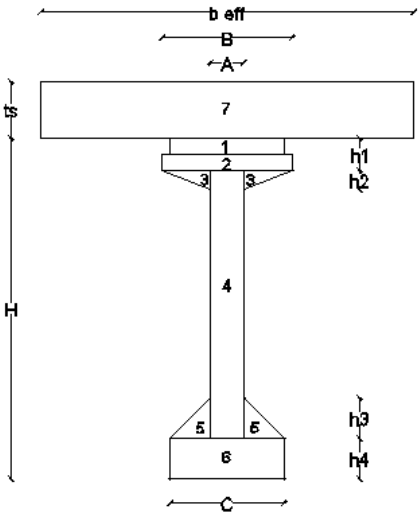
No Ruas	Momen Inersia (Ix)
	$I_x + A \cdot R^2 \text{ (mm}^4\text{)}$
A1	37240266978,6
A2	37856924940,9
A3	779018798,9
A4	513985887769,9
A5	696058544,3
A6	314064726871,41
A7	448294286852,83
Σ	1352917170756,8

B. Lapangan

Dimensi girder lapangan :

Tabel 4.9 Dimensi girder lapangan

Notasi	(mm)
H	2300
B	800
B1	600
A	200
h1	200
h2	120
h3	250
h4	250
C	700
B eff	2300
B eff / n	1521
ts	300



No Ruas	Luas (mm ²)	Jarak titik berat ruas ke serat bawah (mm)	Statis Momen ke Serat Bawah (mm ³)
A1	70000	2250	157500000
A2	80000	2150	172000000
A3	36000	2060	74160000
A4	370000	1175	434750000
A5	62500	333,3333333	20833333,33
A6	175000	125	21875000
A7	456392,1	2450	1118160648
Σ	1249892,1		1999278981

Titik berat girder lapangan,

$$\begin{aligned}
 Y_b &= \frac{\text{Statis momen ke serat bawah}}{\text{Luas total penampang}} \\
 &= \frac{1999278981 \text{ mm}^3}{1249892,1 \text{ mm}^2} \\
 &= 1599,56 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 Y_a &= H - Y_b \\
 &= 2300 \text{ mm} - 1599,56 \text{ mm} \\
 &= 1000,44 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Tabel 4.10 Momen Inersia Girder Lapangan

No Ruas	Momen Inersia (Ix)
	$I_x + A \cdot R^2 \text{ (mm}^4\text{)}$
A1	29664939034,6
A2	24288624732,3
A3	3825669039,3
A4	172220420066,2
A5	50321175018,5
A6	381419366247,01
A7	333506727274,25
Σ	661740194138,0

4.6.4 Pembebanan

A. Beban Sendiri Girder

$$\begin{aligned}\text{Girder tumpuan} &= A \text{ tumpuan} \times \text{BJ beton} \\ &= 1,43 \text{ m}^2 \times 23,5 \text{ kN/m}^3 \\ &= 33,6 \text{ kN/m}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Girder lapangan} &= A \text{ lapangan} \times \text{BJ beton} \\ &= 0,79 \text{ m}^2 \times 23,5 \text{ kN/m}^3 \\ &= 18,6 \text{ kN/m}\end{aligned}$$

B. Beban Mati Merata

$$\begin{aligned}\text{Pelat cor insitu} &= t_s \times s \times \text{BJ beton} \\ &= 0,3 \text{ m} \times 2,3 \text{ m} \times 22 \text{ kN/m}^3 \\ &= 15,2 \text{ kN/m}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Pelat pracetak} &= 0,07 \text{ m} \times s \times \text{BJ beton} \\ &= 0,07 \text{ m} \times 1,7 \text{ m} \times 22 \text{ kN/m}^3 \\ &= 2,62 \text{ kN/m}^3\end{aligned}$$

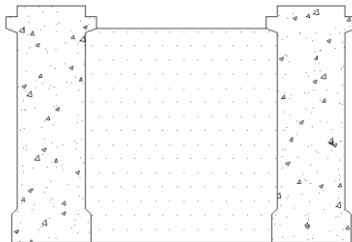
$$\begin{aligned}\text{Aspal} &= t_a \times s \times \text{BJ aspal} \\ &= 0,12 \text{ m} \times 2,3 \text{ m} \times 22 \text{ kN/m}^3 \\ &= 6,07 \text{ kN/m}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Air hujan} &= t_h \times s \times \text{BJ air} \\ &= 0,05 \text{ m} \times 2,3 \text{ m} \times 10 \text{ kN/m}^3 \\ &= 1,15 \text{ kN/m}\end{aligned}$$

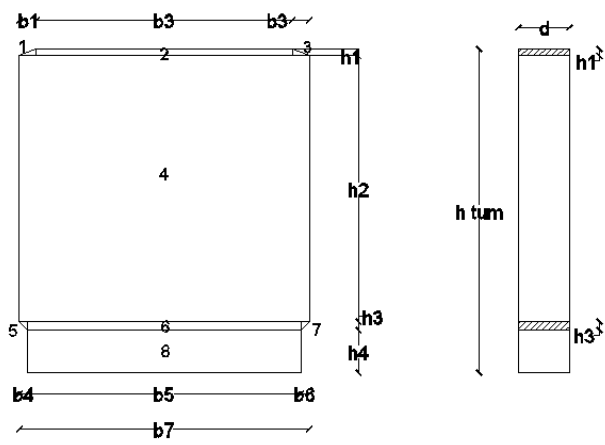
C. Beban Diafragma

Tumpuan

Dimensi diafragma tumpuan :



Gambar 4.14 Diafragma Tumpuan



Gambar 4.15 Dimensi Diafragma Tumpuan

- H tum = 2100 mm
- h1 = 40 mm
- h2 = 1760 mm
- h3 = 50 mm
- h4 = 250 mm
- b1 = 100 mm
- b2 = 1500 mm
- b3 = 100 mm
- b4 = 50 mm
- b5 = 1600 mm
- b6 = 50 mm
- b7 = 1700 mm
- d = 200 mm

Tabel 4.11 Dimensi Diafragma Tumpuan

Notasi	Besaran (mm)	No Ruas	Luas (mm2)
H	2100	A1	2000

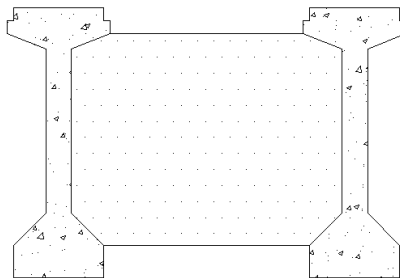
h1	40	A2	228000
h2	1760	A3	2000
h3	50	A4	2992000
h4	250	A5	1250
b1	100	A6	80000
b2	1500	A7	1250
b3	100	A8	400000
b4	50	ΣA	3706500
b5	1600		
b6	50		
b7	1700		
d	200		

Volume = A total x d
= 3706500 mm² x 500 mm²
= 1853250000 mm³

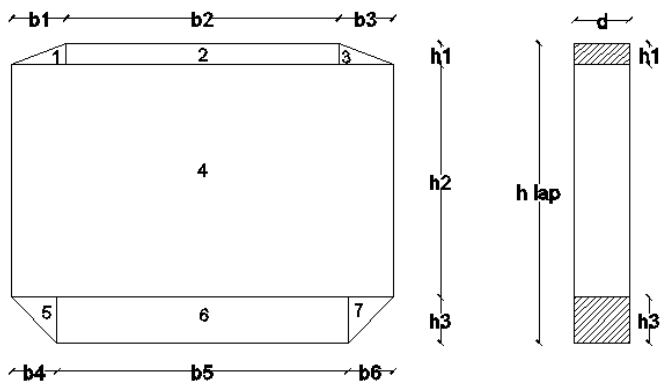
P1 DL = Vol x BJ beton
= 1,85 m³ x 22 kN/m³
= 40,77 kN

Lapangan

Dimensi diafragma lapangan:



Gambar 4.16 Diafragma lapangan



Gambar 4.17 Dimensi diafragma lapangan

Tabel 4.12 Dimensi diafragma lapangan

Notasi	Besaran (mm)	No Ruas	Luas (mm2)
H	1850	A1	6000
h1	120	A2	228000
h2	1860	A3	6000
h3	120	A4	3906000
b1	100	A5	15000
b2	1900	A6	192000
b3	100	A7	15000
b4	250	Σ A	4368000
b5	1600		
b6	250		
d	200		

Volume = A total x d
= 4368000 mm2 x 300 mm2

$$\begin{aligned}
 &= 1310400000 \text{ mm}^3 \\
 \text{P2 DL} &= \text{Vol} \times \text{BJ beton} \\
 &= 1,31 \text{ m}^3 \times 22 \text{ kN/m}^3 \\
 &= 28,83 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

D. Beban Hidup

Truk

$$\begin{aligned}
 \text{Beban truk} &= (1 + \text{DLA}) \times T_t \\
 &= (1 + 30\%) \times 112,5 \text{ kN} \\
 &= 146 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Beban Lajur “D”

BTR

Berdasarkan pada RSNI T-02-2005 untuk $L > 30 \text{ m}$, maka digunakan nilai q sebesar $7,5 \text{ kPa}$.

$$\begin{aligned}
 \text{BTR} &= q \times s \\
 &= 7,5 \text{ kN/m}^2 \times 2,3 \text{ m} \\
 &= 17,3 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

BGT

Berdasarkan pada RSNI T-02-2005 untuk $L = 45,6 \text{ m}$, maka digunakan nilai DLA sebesar 40%.

$$\begin{aligned}
 P &= 49 \text{ kN/m} \\
 \text{BGT} &= P \times (1 + \text{DLA}) \times s \\
 &= 49 \text{ kN/m} \times (1 + 40\%) \times 2,3 \text{ m} \\
 &= 158 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

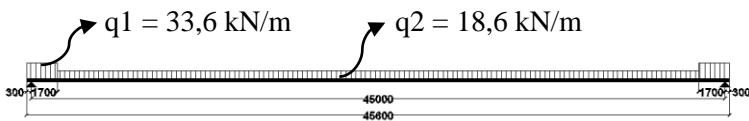
Tabel 4.13 Rekap Pembebanan Pada Girder Tengah

No	Beban Akibat	Kondisi Layan	Faktor Beban	Kondisi Ultimit	Sat
1	Pipa sandaran	0,12	1,3	0,16	kN/m
2	Tiang sandaran	0,66	1,3	0,86	kN
5	Aspal + air hujan	7,22	2	14,44	kN/m
6	Pelat	15,18	1,3	19,73	kN/m
7	RC plat	2,62	1,3	3,41	kN/m
8	Girder tumpuan	33,58	1,3	43,65	kN/m

9	Girder lapangan	18,62	1,3	22,34	kN/m
10	Diafragma tumpuan	40,77	1,3	53	kN
11	Diafragma lapangan	28,83	1,3	37,48	kN
12	BTR	17,25	1,8	31,05	kN/m
13	BGT	157,78	1,8	284,00	kN
14	Truk	146,25	1,8	263,25	kN

4.6.5 Analisa Struktur Girder

A. Akibat Girder



$$L = 45,6 \text{ m}$$

$$X1 = 0,3 \text{ m}$$

$$X2 = 1,7 \text{ m}$$

$$X3 = 20,8 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} Q1 &= q1 \times (X1 + X2) \\ &= 33,6 \text{ kN/m} \times (0,3 \text{ m} + 1,7 \text{ m}) \\ &= 67,2 \text{ kN} \end{aligned}$$

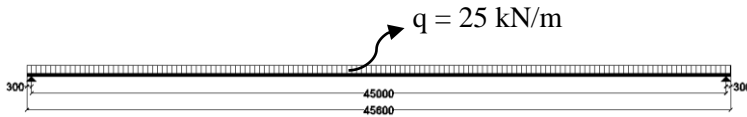
$$\begin{aligned} Q2 &= q2 \times 2 \times X3 \\ &= 18,6 \text{ kN/m} \times 2 \times 20,8 \text{ m} \\ &= 774 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_a = V_b &= \frac{1}{2} \times (2 Q1 + Q2) \\ &= \frac{1}{2} \times (2 \times 67,2 \text{ kN} + 774 \text{ kN}) \\ &= 454 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_{\max} (M1) &= (V_a \times (X2 + X3)) - ((Q1 \times (\frac{1}{2} (X1 + X2) + X3)) \\
 &\quad - (q2 \times \frac{1}{2} \times X3^2)) \\
 &= 10223,64 \text{ kN.m} - 1464,27 \text{ kN.m} - 4027,04 \text{ kN.m} \\
 &= 4732,33 \text{ kN.m}
 \end{aligned}$$

B. Akibat Beban Merata

Beban merata yang terdapat pada girder adalah beban akibat pelat cor insitu, pelat pracetak, aspal dan air hujan.

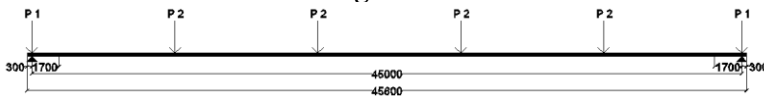


$$\begin{aligned}
 L &= 45,6 \text{ m} \\
 X1 &= 0,3 \text{ m} \\
 X2 &= 22,5 \text{ m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 V_a = V_b &= \frac{1}{2} \times q \times L \\
 &= \frac{1}{2} \times 25 \text{ kN/m} \times 45,6 \text{ m} \\
 &= 570 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_{\max} (M2) &= (V_a \times X2) - (q \times X1 \times (\frac{1}{2} X1 + X2)) - (q \times \frac{1}{2} \times X2^2) \\
 &= 12835,26 \text{ kN.m} - 170,2 \text{ kN.m} - 6333 \text{ kN.m} \\
 &= 6332,06 \text{ kN.m}
 \end{aligned}$$

C. Akibat Beban Diafragma



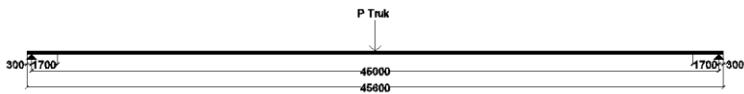
$$\begin{aligned}
 P1 &= 40,77 \text{ kN} \\
 P2 &= 28,83 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 L &= 45,6 \text{ m} \\
 X &= 9 \text{ m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 V_a = V_b &= \frac{1}{2} \times (2 P_1 + 4 P_2) \\
 &= \frac{1}{2} \times (2 \times 40,77 \text{ kN} + 7 \times 28,83 \text{ kN}) \\
 &= 98,43 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_{\max} (M_3) &= (V_a \times \frac{1}{2}L) - (P_1 \times \frac{1}{2}L) - (P_2 \times \frac{1}{2}X) - (P_2 \times \frac{1}{2}X) \\
 &= 2215 \text{ kN.m} - 649 \text{ kN.m} - 389 \text{ kN.m} - 130 \text{ kN.m} \\
 &= 778,4 \text{ kN.m}
 \end{aligned}$$

D. Akibat Beban Truk



$$P \text{ truk} = 146,25 \text{ kN}$$

$$L = 45,6 \text{ m}$$

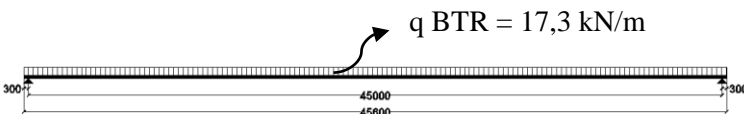
$$X_1 = 0,3 \text{ m}$$

$$X_2 = 22,5 \text{ m}$$

$$\begin{aligned}
 V_a = V_b &= \frac{1}{2} \times P \text{ truk} \\
 &= \frac{1}{2} \times 146,2 \text{ kN} \\
 &= 73,1 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_{\max} (M_4) &= V_a \times X_2 \\
 &= 1645 \text{ kN.m}
 \end{aligned}$$

E. Akibat Beban Terbagi Rata (BTR)



$$L = 45,6 \text{ m}$$

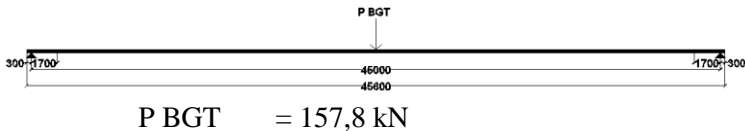
$$X_1 = 0,3 \text{ m}$$

$$X_2 = 22,5 \text{ m}$$

$$\begin{aligned}
 V_a = V_b &= \frac{1}{2} \times q \text{ BTR} \times L \\
 &= \frac{1}{2} \times 17,3 \text{ kN/m} \times 45,6 \text{ m} \\
 &= 393 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_{\max} (M5) &= (V_a \times X2) - (q \text{ BTR} \times X1 \times (\frac{1}{2}X1 + X2)) - (q \text{ BTR} \times \frac{1}{2} \times X2^2) \\
 &= 8849,25 \text{ kN.m} - 117 \text{ kN.m} - 4366 \text{ kN.m} \\
 &= 4365,63 \text{ kN.m}
 \end{aligned}$$

F. Akibat Beban Garis Terbagi (BGT)



$$\begin{aligned}
 L &= 45,6 \text{ m} \\
 X1 &= 0,3 \text{ m} \\
 X2 &= 22,5 \text{ m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 V_a = V_b &= \frac{1}{2} \times P \text{ BGT} \\
 &= \frac{1}{2} \times 157,8 \text{ kN} \\
 &= 78,9 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_{\max} (M6) &= V_a \times X2 \\
 &= 1775 \text{ kN.m}
 \end{aligned}$$

Karena nilai momen akibat beban truk lebih kecil daripada beban lajur "D" (BGT + BTR), maka nilai momen beban akibat truk tidak di perhitungkan dalam merencanakan girder tengah). Sehingga nilai total momen maksimal ditengah bentang adalah sebagai berikut :

$$\begin{aligned}
 M_{t \max} &= M1 + M2 + M3 + M5 + M6 \\
 &= 4732,33 \text{ kN.m} + 6332,06 \text{ kN.m} + 778,4 \text{ kN.m} + 4365,63 \text{ N.m} + 1775 \text{ kN.m} \\
 &= 17983,4 \text{ kN.m}
 \end{aligned}$$

Tabel 4.14 Rekap Momen Yang Terjadi Pada Girder

section	Momen Akibat					M Total
	Girder	Beban Merata	Diafragma	BTR	BGT	
(m)	(kN.m)	(kN.m)	(kN.m)	(kN.m)	(kN.m)	(kN.m)
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0.30	-1.51	-1.13	0.00	-0.78	0.00	-3.41
1.00	301.28	386.81	57.66	266.69	55.22	1067.65
2.00	705.28	919.74	115.32	634.11	134.11	2508.56
3.00	1083.19	1427.64	172.97	984.29	213.00	3881.09
4.00	1442.48	1910.53	230.63	1317.21	291.89	5192.74
5.00	1783.16	2368.39	288.29	1632.89	370.78	6443.51
6.00	2105.22	2801.24	345.95	1931.31	449.67	7633.39
7.00	2408.66	3209.07	403.60	2212.49	528.56	8762.38
8.00	2693.49	3591.87	461.26	2476.41	607.45	9830.48
9.00	2959.70	3949.66	518.92	2723.09	686.34	10837.70
10.00	3207.29	4282.42	547.75	2952.51	765.23	11755.21
11.00	3436.27	4590.17	576.58	3164.69	844.12	12611.83

12.00	3646.64	4872.90	605.40	3359.61	923.01	13407.56
13.00	3838.38	5130.60	634.23	3537.29	1001.90	14142.40
14.00	4011.51	5363.29	663.06	3697.71	1080.79	14816.36
15.00	4166.03	5570.95	691.89	3840.89	1159.68	15429.44
16.00	4301.92	5753.60	720.72	3966.81	1238.57	15981.63
17.00	4419.21	5911.23	749.55	4075.49	1317.46	16472.93
18.00	4517.87	6043.83	778.38	4166.91	1396.35	16903.34
19.00	4597.92	6151.42	778.38	4241.09	1475.24	17244.04
20.00	4659.35	6233.98	778.38	4298.01	1554.13	17523.86
21.00	4702.17	6291.53	778.38	4337.69	1633.02	17742.79
22.00	4726.37	6324.06	778.38	4360.11	1711.91	17900.83
22.80	4732.33	6332.06	778.38	4365.63	1775.03	17983.42
23.60	4726.37	6324.06	778.38	4360.11	1711.91	17900.83
24.60	4702.17	6291.53	778.38	4337.69	1633.02	17742.79
25.60	4659.35	6233.98	778.38	4298.01	1554.13	17523.86
26.60	4597.92	6151.42	778.38	4241.09	1475.24	17244.04
27.60	4517.87	6043.83	778.38	4166.91	1396.35	16903.34

28.60	4419.21	5911.23	749.55	4075.49	1317.46	16472.93
29.60	4301.92	5753.60	720.72	3966.81	1238.57	15981.63
30.60	4166.03	5570.95	691.89	3840.89	1159.68	15429.44
31.60	4011.51	5363.29	663.06	3697.71	1080.79	14816.36
32.60	3838.38	5130.60	634.23	3537.29	1001.90	14142.40
33.60	3646.64	4872.90	605.40	3359.61	923.01	13407.56
34.60	3436.27	4590.17	576.58	3164.69	844.12	12611.83
35.60	3207.29	4282.42	547.75	2952.51	765.23	11755.21
36.60	2959.70	3949.66	518.92	2723.09	686.34	10837.70
37.60	2693.49	3591.87	461.26	2476.41	607.45	9830.48
38.60	2408.66	3209.07	403.60	2212.49	528.56	8762.38
39.60	2105.22	2801.24	345.95	1931.31	449.67	7633.39
40.60	1783.16	2368.39	288.29	1632.89	370.78	6443.51
41.60	1442.48	1910.53	230.63	1317.21	291.89	5192.74
42.60	1083.19	1427.64	172.97	984.29	213.00	3881.09
43.60	705.28	919.74	115.32	634.11	134.11	2508.56
44.60	301.28	386.81	57.66	266.69	55.22	1067.65

130

45.30	-1.51	-1.13	0.00	-0.78	0.00	-3.41
45.60	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

4.6.6 Perhitungan Strand Prategang

Baja mutu tinggi yang digunakan dalam tugas akhir ini yaitu “Uncoated Seven Wire Stress Strand Relieved for Prestressed Concrete (ASTM A 416 Grade 270)” Produksi PT. VSL.

Dengan spesifikasi bahan sebagai berikut :

Diameter strand	d	= 12,7 mm
Luas nominal strand	Aps	= 98,71 mm ²
Jenis strand		= seven wire strand
Kekuatan putus	Fpu	= 183,7 kN
Kekuatan tarik	fpu	= 1860 MPa
Modulus elastis strand	Es	= 190000 MPa

Menentukan gaya prategang awal

$$\begin{aligned}
 F &= \frac{M_t}{0,65 H} \\
 &= \frac{17983,42 \text{ kN.m}}{0,65 \times 2,3 \text{ m}} \\
 &= 12029,05 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Untuk sistem prategang pascatarik, kehilangan tegangan rata-rata diperkirakan sebesar adalah sebesar 20% (T. Y Lin).

$$\begin{aligned}
 F_0 &= \frac{F}{0,8} \\
 &= \frac{12029,05 \text{ kN}}{0,8} \\
 &= 15036,31 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

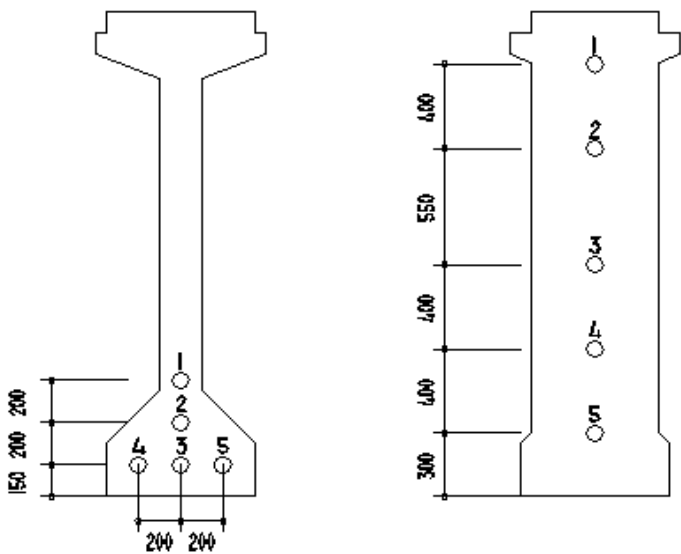
Besar gaya prategang untuk satu kabel (fpi) adalah 75% dari batas beban putus.

$$\begin{aligned}
 f_{pi} &= 75\% f_{pu} \\
 &= 75\% \times 1860 \text{ MPa} \\
 &= 1395 \text{ MPa} \\
 &= 13950 \text{ kg/cm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 A_{ps} &= \frac{F_0}{f_{pi}} \\
 &= \frac{1503631 \text{ kg}}{13950 \text{ kg/cm}^2} \\
 &= 10778,71 \text{ cm}^2
 \end{aligned}$$

Tabel 4.15 Besar Gaya Prategang Untuk Satu Kabel

Tendon	NOS	Aps tot (mm ²)	UTS	F0 (N)
1	20	1974.2	75%	2754009
2	20	1974.2	75%	2754009
3	22	2171.62	75%	3029409.9
4	22	2171.62	75%	3029409.9
5	22	2171.62	75%	3029409.9
Total	106	10463.26	75%	14596247.7



4.6.6.1 Menentukan Tata Letak Tendon

Tabel 4.16 Perhitungan untuk mencari garis persamaan

Tendon	x	y	y_i	=	ax^2	+	bx	+	c	a	b	c
1	0	2.05	2.05	=	0	+	0	+	c	0.003	-0.13	2.050
	22.8	0.55	0.55	=	520 a	+	22.8 b	+	c			
	45.6	2.05	2.05	=	2079 a	+	45.6 b	+	c			
2	0	1.65	1.65	=	0	+	0	+	c	0.003	-0.11	1.650
	22.8	0.35	0.35	=	520 a	+	22.8 b	+	c			
	45.6	1.65	1.65	=	2079 a	+	45.6 b	+	c			
3	0	1.1	1.1	=	0	+	0	+	c	0.002	-0.08	1.100
	22.8	0.15	0.15	=	520 a	+	22.8 b	+	c			
	45.6	1.1	1.1	=	2079 a	+	45.6 b	+	c			
4	0	0.7	0.7	=	0	+	0	+	c	0.001	-0.05	0.700
	22.8	0.15	0.15	=	520 a	+	22.8 b	+	c			
	45.6	0.7	0.7	=	2079 a	+	45.6 b	+	c			
5	0	0.3	0.3	=	0	+	0	+	c	0.000	-0.01	0.300
	22.8	0.15	0.15	=	520 a	+	22.8 b	+	c			
	45.6	0.3	0.3	=	2079 a	+	45.6 b	+	c			

Tabel 4.17 Persamaan Tendon

Tendon	yi =	a	x² - b x + c
1	yi =	0.00289	x ² - 0.13 x + 2.05
2	yi =	0.00250	x ² - 0.11 x + 1.65
3	yi =	0.00183	x ² - 0.08 x + 1.1
4	yi =	0.00106	x ² - 0.05 x + 0.7
5	yi =	0.00029	x ² - 0.01 x + 0.3

Tabel 4.18 Tata Letak Tendon Sebelum Komposit

Section	Tendon 1	Tendon 2	Tendon 3	Tendon 4	Tendon 5
(m)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)
0	2050.00	1650.00	1100.00	700.00	300.00
0.3	2010.79	1616.01	1075.16	685.62	296.08
1	1921.31	1538.47	1018.49	652.81	287.13
2	1798.38	1431.93	940.64	607.74	274.84
3	1681.23	1330.40	866.45	564.79	263.12
4	1569.85	1233.87	795.91	523.95	251.99
5	1464.24	1142.34	729.02	485.22	241.42
6	1364.40	1055.82	665.79	448.61	231.44
7	1270.34	974.29	606.21	414.12	222.03
8	1182.04	897.77	550.29	381.75	213.20
9	1099.52	826.25	498.03	351.49	204.95
10	1022.76	759.73	449.42	323.35	197.28
11	951.78	698.21	404.46	297.32	190.18
12	886.57	641.69	363.16	273.41	183.66
13	827.12	590.17	325.51	251.61	177.71
14	773.45	543.66	291.52	231.93	172.35

15	725.55	502.15	261.18	214.37	167.56
16	683.43	465.64	234.50	198.92	163.34
17	647.07	434.13	211.48	185.59	159.71
18	616.48	407.62	192.11	174.38	156.65
19	591.67	386.11	176.39	165.28	154.17
20	572.62	369.61	164.33	158.29	152.26
21	559.35	358.10	155.92	153.43	150.93
22	551.85	351.60	151.17	150.68	150.18
22.8	550.00	350.00	150.00	150.00	150.00
23.6	551.85	351.60	151.17	150.68	150.18
24.6	559.35	358.10	155.92	153.43	150.93
25.6	572.62	369.61	164.33	158.29	152.26
26.6	591.67	386.11	176.39	165.28	154.17
27.6	616.48	407.62	192.11	174.38	156.65
28.6	647.07	434.13	211.48	185.59	159.71
29.6	683.43	465.64	234.50	198.92	163.34
30.6	725.55	502.15	261.18	214.37	167.56
31.6	773.45	543.66	291.52	231.93	172.35
32.6	827.12	590.17	325.51	251.61	177.71
33.6	886.57	641.69	363.16	273.41	183.66
34.6	951.78	698.21	404.46	297.32	190.18
35.6	1022.76	759.73	449.42	323.35	197.28
36.6	1099.52	826.25	498.03	351.49	204.95
37.6	1182.04	897.77	550.29	381.75	213.20
38.6	1270.34	974.29	606.21	414.12	222.03
39.6	1364.40	1055.82	665.79	448.61	231.44
40.6	1464.24	1142.34	729.02	485.22	241.42

41.6	1569.85	1233.87	795.91	523.95	251.99
42.6	1681.23	1330.40	866.45	564.79	263.12
43.6	1798.38	1431.93	940.64	607.74	274.84
44.6	1921.31	1538.47	1018.49	652.81	287.13
45.3	2010.79	1616.01	1075.16	685.62	296.08
45.6	2050.00	1650.00	1100.00	700.00	300.00

Tabel 4.19 Momen Inersia Dan Garis Netral Sebelum Komposit

Section	Ya	Yb	Ix
(m)	(mm)	(mm)	(mm⁴)
0	1152.07	1147.93	7.62268E+11
0.3	1152.07	1147.93	7.62268E+11
1	1152.07	1147.93	7.62268E+11
2	1152.07	1147.93	7.62268E+11
3	1189.58	1110.42	4.90724E+11
4	1189.58	1110.42	4.90724E+11
5	1189.58	1110.42	4.90724E+11
6	1189.58	1110.42	4.90724E+11
7	1189.58	1110.42	4.90724E+11
8	1189.58	1110.42	4.90724E+11
9	1189.58	1110.42	4.90724E+11
10	1189.58	1110.42	4.90724E+11
11	1189.58	1110.42	4.90724E+11
12	1189.58	1110.42	4.90724E+11
13	1189.58	1110.42	4.90724E+11
14	1189.58	1110.42	4.90724E+11
15	1189.58	1110.42	4.90724E+11
16	1189.58	1110.42	4.90724E+11

17	1189.58	1110.42	4.90724E+11
18	1189.58	1110.42	4.90724E+11
19	1189.58	1110.42	4.90724E+11
20	1189.58	1110.42	4.90724E+11
21	1189.58	1110.42	4.90724E+11
22	1189.58	1110.42	4.90724E+11
22.8	1189.58	1110.42	4.90724E+11
23.6	1189.58	1110.42	4.90724E+11
24.6	1189.58	1110.42	4.90724E+11
25.6	1189.58	1110.42	4.90724E+11
26.6	1189.58	1110.42	4.90724E+11
27.6	1189.58	1110.42	4.90724E+11
28.6	1189.58	1110.42	4.90724E+11
29.6	1189.58	1110.42	4.90724E+11
30.6	1189.58	1110.42	4.90724E+11
31.6	1189.58	1110.42	4.90724E+11
32.6	1189.58	1110.42	4.90724E+11
33.6	1189.58	1110.42	4.90724E+11
34.6	1189.58	1110.42	4.90724E+11
35.6	1189.58	1110.42	4.90724E+11
36.6	1189.58	1110.42	4.90724E+11
37.6	1189.58	1110.42	4.90724E+11
38.6	1189.58	1110.42	4.90724E+11
39.6	1189.58	1110.42	4.90724E+11
40.6	1189.58	1110.42	4.90724E+11
41.6	1189.58	1110.42	4.90724E+11
42.6	1189.58	1110.42	4.90724E+11

43.6	1152.07	1147.93	7.62268E+11
44.6	1152.07	1147.93	7.62268E+11
45.3	1152.07	1147.93	7.62268E+11
45.6	1152.07	1147.93	7.62268E+11

Posisi tendon c.g.s terhadap c.g.c sebelum komposit

Section	Tendon 1	Tendon 2	Tendon 3	Tendon 4	Tendon 5
(m)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)
0	902.07	502.07	-47.93	-447.93	-847.93
0.3	862.85	468.08	-72.77	-462.31	-851.85
1	773.38	390.53	-129.44	-495.12	-860.80
2	650.45	284.00	-207.29	-540.19	-873.09
3	570.81	219.98	-243.97	-545.63	-847.30
4	459.43	123.45	-314.51	-586.47	-858.43
5	353.82	31.92	-381.40	-625.20	-869.00
6	253.98	-54.60	-444.63	-661.81	-878.98
7	159.92	-136.13	-504.21	-696.30	-888.39
8	71.62	-212.65	-560.13	-728.67	-897.22
9	-10.90	-284.17	-612.39	-758.93	-905.47
10	-87.66	-350.69	-661.00	-787.07	-913.14
11	-158.64	-412.21	-705.96	-813.10	-920.24
12	-223.85	-468.73	-747.26	-837.01	-926.76
13	-283.30	-520.25	-784.91	-858.81	-932.71
14	-336.97	-566.76	-818.90	-878.49	-938.07
15	-384.87	-608.27	-849.24	-896.05	-942.86
16	-426.99	-644.78	-875.92	-911.50	-947.08
17	-463.35	-676.29	-898.94	-924.83	-950.71

18	-493.94	-702.80	-918.31	-936.04	-953.77
19	-518.75	-724.31	-934.03	-945.14	-956.25
20	-537.80	-740.81	-946.09	-952.13	-958.16
21	-551.07	-752.32	-954.50	-956.99	-959.49
22	-558.57	-758.82	-959.25	-959.74	-960.24
22.8	-560.42	-760.42	-960.42	-960.42	-960.42
23.6	-558.57	-758.82	-959.25	-959.74	-960.24
24.6	-551.07	-752.32	-954.50	-956.99	-959.49
25.6	-537.80	-740.81	-946.09	-952.13	-958.16
26.6	-518.75	-724.31	-934.03	-945.14	-956.25
27.6	-493.94	-702.80	-918.31	-936.04	-953.77
28.6	-463.35	-676.29	-898.94	-924.83	-950.71
29.6	-426.99	-644.78	-875.92	-911.50	-947.08
30.6	-384.87	-608.27	-849.24	-896.05	-942.86
31.6	-336.97	-566.76	-818.90	-878.49	-938.07
32.6	-283.30	-520.25	-784.91	-858.81	-932.71
33.6	-223.85	-468.73	-747.26	-837.01	-926.76
34.6	-158.64	-412.21	-705.96	-813.10	-920.24
35.6	-87.66	-350.69	-661.00	-787.07	-913.14
36.6	-10.90	-284.17	-612.39	-758.93	-905.47
37.6	71.62	-212.65	-560.13	-728.67	-897.22
38.6	159.92	-136.13	-504.21	-696.30	-888.39
39.6	253.98	-54.60	-444.63	-661.81	-878.98
40.6	353.82	31.92	-381.40	-625.20	-869.00
41.6	459.43	123.45	-314.51	-586.47	-858.43
42.6	570.81	219.98	-243.97	-545.63	-847.30
43.6	650.45	284.00	-207.29	-540.19	-873.09

44.6	773.38	390.53	-129.44	-495.12	-860.80
45.3	862.85	468.08	-72.77	-462.31	-851.85
45.6	902.07	502.07	-47.93	-447.93	-847.93

Ekentrisitas (E) terhadap c.g.c sebelum komposit

$$E = \frac{F1 \times y1 + F2 \times y2 + F3 \times y3 + F4 \times y4 + F5 \times y5}{F1 + F2 + F3 + F4 + F5}$$

Tabel 4.20 Ekentrisitas (E) terhadap c.g.c sebelum komposit

Section	e
(m)	(mm)
0	13.97
0.3	36.73
1	88.68
2	160.03
3	190.53
4	255.19
5	316.49
6	374.45
7	429.05
8	480.31
9	528.22
10	572.77
11	613.98
12	651.84
13	686.34
14	717.50
15	745.30
16	769.76

17	790.86
18	808.62
19	823.02
20	834.08
21	841.79
22	846.14
22.8	847.21
23.6	846.14
24.6	841.79
25.6	834.08
26.6	823.02
27.6	808.62
28.6	790.86
29.6	769.76
30.6	745.30
31.6	717.50
32.6	686.34
33.6	651.84
34.6	613.98
35.6	572.77
36.6	528.22
37.6	480.31
38.6	429.05
39.6	374.45
40.6	316.49
41.6	255.19
42.6	190.53

43.6	160.03
44.6	88.68
45.3	36.73
45.6	13.97

4.6.7 Perhitungan Tegangan Gelagar Fase Awal

4.6.7.1 Kehilangan Gaya Prategang Fase Awal

Kabel prategang yang ditarik saat pekerjaan stressing akan menegang sesuai dengan besarnya gaya yang diberikan, namun besar gaya yang terjadi tidak sebesar gaya yang terbaca pada dial alat hidrolic dan tidak tetap, karena tegangan kabel akan berkurang akibat kehilangan gaya prategang jangka pendek dan jangka panjang. Kehilangan gaya prategang jangka pendek disebabkan oleh :

- Slip pada angkur
- Gesekan kabel
- Perpendekan elastis beton

A. Akibat Slip Angkur

Pada saat tendon ditarik samapi nilai yang penuh dongkrak dilepas dan gaya prategang dialihkan ke angkur. Perlegkapan didalam angkur yang mengalami tegangan pada saat peralihan cenderung untuk berdeformasi, sehingga tendon dapat tergelincir sedikit.

Perhitungan kehilangan gaya akibat slip angkur adalah sebagai berikut :

$$\Delta P_{PNK} = 3\% \times F_1$$

Dimana,

$$\Delta P_{PNK} = \text{kehilangan gaya akibat slip angkur (N)}$$

$$F_1 = \text{gaya prategang awal yang diberikan (N)}$$

Tabel 4.21 Kehilangan Gaya Akibat Slip Angkur

Tendon	ΔP PNK (N)
1	82620.27
2	82620.27
3	90882.297
4	90882.297
5	90882.297
Σ	347005.134

B. Akibat Gesekan Kabel

Kehilangan gaya prategang terjadi diantara tendon dan bahan sekelilingnya, baik itu berupa beton atau selubung, dan apakah diberi pelumas atau tidak. Kehilangan akibat gesekan ini dapat dipertimbangkann pada dua bagian yaitu pengaruh panjang dan pengaruh kelengkungan (wobbling effect).

Perhitunagn kehilangan gaya prategang akibat gesekan adalah sebagai berikut :

$$\frac{F_2}{F_1} = -K \times L \times \mu \times \alpha$$

Dimana,

F_2 = kehilangan gaya akibat gesekan kabel (N)

F_1 = gaya prategang awal yang diberikan (N)

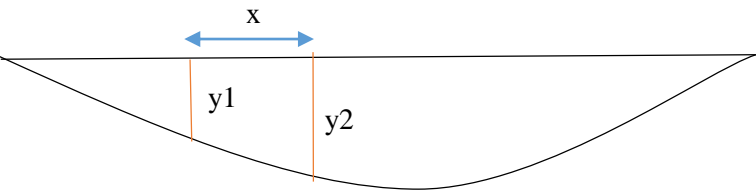
K = koefisien wobble (0,003)

L = panjang bentang gelagar (m)

μ = koeisien kelengkungan (0,2)

α = perpendekan sudut pusat dalam tendon

Mencari sudut pusat dalam tedon,



$\alpha = \frac{y2-y1}{x}$

Tabel 4.22 Perhitungan Sudut Pusat Tendon

Section	Tendon 1	Tendon 2	Tendon 3	Tendon 4	Tendon 5
(m)	α	α	α	α	α
0	0.0654	0.0566	0.0414	0.0240	0.0065
0.3	0.0639	0.0554	0.0405	0.0234	0.0064
1	0.0615	0.0533	0.0389	0.0225	0.0061
2	0.0586	0.0508	0.0371	0.0215	0.0059
3	0.0557	0.0483	0.0353	0.0204	0.0056
4	0.0528	0.0458	0.0334	0.0194	0.0053
5	0.0499	0.0433	0.0316	0.0183	0.0050
6	0.0470	0.0408	0.0298	0.0172	0.0047
7	0.0441	0.0383	0.0280	0.0162	0.0044
8	0.0413	0.0358	0.0261	0.0151	0.0041
9	0.0384	0.0333	0.0243	0.0141	0.0038
10	0.0355	0.0308	0.0225	0.0130	0.0035
11	0.0326	0.0283	0.0207	0.0120	0.0033
12	0.0297	0.0258	0.0188	0.0109	0.0030
13	0.0268	0.0233	0.0170	0.0098	0.0027
14	0.0239	0.0208	0.0152	0.0088	0.0024
15	0.0211	0.0183	0.0133	0.0077	0.0021

16	0.0182	0.0158	0.0115	0.0067	0.0018
17	0.0153	0.0133	0.0097	0.0056	0.0015
18	0.0124	0.0108	0.0079	0.0045	0.0012
19	0.0095	0.0083	0.0060	0.0035	0.0010
20	0.0066	0.0058	0.0042	0.0024	0.0007
21	0.0038	0.0033	0.0024	0.0014	0.0004
22	0.0012	0.0010	0.0007	0.0004	0.0001
22.8	-0.0012	-0.0010	-0.0007	-0.0004	-0.0001
23.6	-0.0038	-0.0033	-0.0024	-0.0014	-0.0004
24.6	-0.0066	-0.0058	-0.0042	-0.0024	-0.0007
25.6	-0.0095	-0.0083	-0.0060	-0.0035	-0.0010
26.6	-0.0124	-0.0108	-0.0079	-0.0045	-0.0012
27.6	-0.0153	-0.0133	-0.0097	-0.0056	-0.0015
28.6	-0.0182	-0.0158	-0.0115	-0.0067	-0.0018
29.6	-0.0211	-0.0183	-0.0133	-0.0077	-0.0021
30.6	-0.0239	-0.0208	-0.0152	-0.0088	-0.0024
31.6	-0.0268	-0.0233	-0.0170	-0.0098	-0.0027
32.6	-0.0297	-0.0258	-0.0188	-0.0109	-0.0030
33.6	-0.0326	-0.0283	-0.0207	-0.0120	-0.0033
34.6	-0.0355	-0.0308	-0.0225	-0.0130	-0.0035
35.6	-0.0384	-0.0333	-0.0243	-0.0141	-0.0038
36.6	-0.0413	-0.0358	-0.0261	-0.0151	-0.0041
37.6	-0.0441	-0.0383	-0.0280	-0.0162	-0.0044
38.6	-0.0470	-0.0408	-0.0298	-0.0172	-0.0047
39.6	-0.0499	-0.0433	-0.0316	-0.0183	-0.0050
40.6	-0.0528	-0.0458	-0.0334	-0.0194	-0.0053
41.6	-0.0557	-0.0483	-0.0353	-0.0204	-0.0056

42.6	-0.0586	-0.0508	-0.0371	-0.0215	-0.0059
43.6	-0.0615	-0.0533	-0.0389	-0.0225	-0.0061
44.6	-0.0639	-0.0554	-0.0405	-0.0234	-0.0064
45.3	-0.0654	-0.0566	-0.0414	-0.0240	-0.0065
45.6	-0.0225	-0.0181	-0.0121	-0.0077	-0.0033

Section	$-K \times L - \mu \times \alpha$				
(m)	Tendon 1	Tendon 2	Tendon 3	Tendon 4	Tendon 5
0	-0.0131	-0.0113	-0.0083	-0.0048	-0.0013
0.3	-0.0137	-0.0120	-0.0090	-0.0056	-0.0022
1	-0.0153	-0.0137	-0.0108	-0.0075	-0.0042
2	-0.0177	-0.0162	-0.0134	-0.0103	-0.0072
3	-0.0201	-0.0187	-0.0161	-0.0131	-0.0101
4	-0.0226	-0.0212	-0.0187	-0.0159	-0.0131
5	-0.0250	-0.0237	-0.0213	-0.0187	-0.0160
6	-0.0274	-0.0262	-0.0240	-0.0214	-0.0189
7	-0.0298	-0.0287	-0.0266	-0.0242	-0.0219
8	-0.0323	-0.0312	-0.0292	-0.0270	-0.0248
9	-0.0347	-0.0337	-0.0319	-0.0298	-0.0278
10	-0.0371	-0.0362	-0.0345	-0.0326	-0.0307
11	-0.0395	-0.0387	-0.0371	-0.0354	-0.0337
12	-0.0419	-0.0412	-0.0398	-0.0382	-0.0366
13	-0.0444	-0.0437	-0.0424	-0.0410	-0.0395
14	-0.0468	-0.0462	-0.0450	-0.0438	-0.0425
15	-0.0492	-0.0487	-0.0477	-0.0465	-0.0454
16	-0.0516	-0.0512	-0.0503	-0.0493	-0.0484
17	-0.0541	-0.0537	-0.0529	-0.0521	-0.0513

18	-0.0565	-0.0562	-0.0556	-0.0549	-0.0542
19	-0.0589	-0.0587	-0.0582	-0.0577	-0.0572
20	-0.0613	-0.0612	-0.0608	-0.0605	-0.0601
21	-0.0638	-0.0637	-0.0635	-0.0633	-0.0631
22	-0.0662	-0.0662	-0.0661	-0.0661	-0.0660
22.8	-0.0682	-0.0682	-0.0683	-0.0683	-0.0684
23.6	-0.0700	-0.0701	-0.0703	-0.0705	-0.0707
24.6	-0.0725	-0.0726	-0.0730	-0.0733	-0.0737
25.6	-0.0749	-0.0751	-0.0756	-0.0761	-0.0766
26.6	-0.0773	-0.0776	-0.0782	-0.0789	-0.0796
27.6	-0.0797	-0.0801	-0.0809	-0.0817	-0.0825
28.6	-0.0822	-0.0826	-0.0835	-0.0845	-0.0854
29.6	-0.0846	-0.0851	-0.0861	-0.0873	-0.0884
30.6	-0.0870	-0.0876	-0.0888	-0.0900	-0.0913
31.6	-0.0894	-0.0901	-0.0914	-0.0928	-0.0943
32.6	-0.0919	-0.0926	-0.0940	-0.0956	-0.0972
33.6	-0.0943	-0.0951	-0.0967	-0.0984	-0.1001
34.6	-0.0967	-0.0976	-0.0993	-0.1012	-0.1031
35.6	-0.0991	-0.1001	-0.1019	-0.1040	-0.1060
36.6	-0.1015	-0.1026	-0.1046	-0.1068	-0.1090
37.6	-0.1040	-0.1051	-0.1072	-0.1096	-0.1119
38.6	-0.1064	-0.1076	-0.1098	-0.1124	-0.1149
39.6	-0.1088	-0.1101	-0.1125	-0.1151	-0.1178
40.6	-0.1112	-0.1126	-0.1151	-0.1179	-0.1207
41.6	-0.1137	-0.1151	-0.1177	-0.1207	-0.1237
42.6	-0.1161	-0.1176	-0.1204	-0.1235	-0.1266
43.6	-0.1185	-0.1201	-0.1230	-0.1263	-0.1296

44.6	-0.1210	-0.1227	-0.1257	-0.1291	-0.1325
45.3	-0.1228	-0.1246	-0.1276	-0.1311	-0.1346
45.6	-0.1323	-0.1332	-0.1344	-0.1353	-0.1361

Kehilangan gaya akibat gesekan,

$$F_2 = F_1 \times (-K \times L - \mu \times \alpha)$$

Tabel 4.23 Kehilangan Gaya Akibat Gesekan

Section	Tendon 1	Tendon 2	Tendon 3	Tendon 4	Tendon 5
(m)	F (N)	F (N)	F (N)	F (N)	F (N)
0	35998.5	31198.7	25079.0	14519.4	3959.84
0.3	37682.5	32988.6	27251.8	16925.3	6598.90
1	42114.9	37601.2	32672.4	22742.2	12812.0
2	48787.6	44485.8	40653.4	31189.4	21725.4
3	55460.3	51370.4	48634.4	39636.6	30638.8
4	62133.0	58255.0	56615.4	48083.8	39552.2
5	68805.7	65139.6	64596.4	56531.0	48465.6
6	75478.4	72024.2	72577.4	64978.2	57379.0
7	82151.1	78908.8	80558.3	73425.4	66292.4
8	88823.7	85793.4	88539.3	81872.6	75205.8
9	95496.4	92678.0	96520.3	90319.8	84119.2
10	102169	99562.6	104501.	98767.0	93032.6
11	108841	106447	112482	107214	101946
12	115514	113331	120463	115661	110859
13	122187	120216	128444	124108	119772
14	128859	127101	136425	132555	128686
15	135532	133985	144406	141002	137599
16	142205	140870	152387	149450	146513
17	148877	147754	160368	157897	155426

18	155550	154639	168349	166344	164339
19	162223	161524	176330	174791	173253
20	168896	168408	184311	183238	182166
21	175568	175293	192292	191686	191080
22	182400	182315	200383	200197	200010
22.8	187738	187823	206768	206955	207141
23.6	192917	193193	213042	213648	214254
24.6	199590	200077	221023	222096	223168
25.6	206263	206962	229004	230543	232081
26.6	212935	213846	236985	238990	240995
27.6	219608	220731	244966	247437	249908
28.6	226281	227616	252947	255884	258821
29.6	232953	234500	260928	264332	267735
30.6	239626	241385	268909	272779	276648
31.6	246299	248269	276890	281226	285562
32.6	252971	255154	284871	289673	294475
33.6	259644	262039	292852	298120	303388
34.6	266317	268923	300833	306568	312302
35.6	272989	275808	308814	315015	321215
36.6	279662	282692	316795	323462	330129
37.6	286335	289577	324776	331909	339042
38.6	293007	296462	332757	340356	347955
39.6	299680	303346	340738	348804	356869
40.6	306353	310231	348719	357251	365782
41.6	313026	317115	356700	365698	374696
42.6	319698	324000	364681	374145	383609
43.6	326371	330885	372662	382592	392522

44.6	333282	337976	380809	391136	401462
45.3	338271	343071	386617	397177	407736
45.6	364367	366783	407115	409772	412430

C. Akibat Perpendekan Elastis Beton

Jika tendon yang dimiliki lebih dari satu dan ditarik secara berurutan, maka gaya prategang secara bertahap bekerja pada tendon, perpendekan beton bertambah apabila setiap kabel diikatkan padanya, dan kehilangan gaya prategang akibat perpendekan elastis berbeda – beda pada tendon.

Perhitungan kehilangan gaya prategang akibat perpendekan elastis beton adalah sebagai berikut :

$$ES = \frac{Es \times f_{cir}}{E_{ci}} \times K_{es} \times A_{ps}$$

Dimana,

ES = Kehilangan gaya prategang akibat perpendekan elastis beton (N)

Es = modulus elastisitas baja (190000 MPa)

f_{cir} = tegangan beton yang melalui titik berat baja (c.g.s) akibat gaya prategang yang efektif segera setelah gaya prategang telah dikerjakan pada beton (MPa)

E_{ci} = modulus elastisitas beton (43798,83 MPa)

K_{es} = koefisien untuk komponen struktur pascatarik (0,5)

A_{ps} = luas penampang kabel baja prategang (mm²)

$$f_{cir} = \frac{F_1}{A} + \frac{F_1 \times e^2}{I} - \frac{M_g \times e}{I}$$

Dimana,

F₁ = gaya prategang awal (N)

A = luas penampang girder (mm²)

I = momen inersia penampang girder (mm⁴)

e = eksentrisitas tendon (mm)

M_g = momen akibat berat sendiri girder (N.mm)

Tegangan beton terhadap c.g.s akibat gaya prategang

Tabel 4.24 Tegangan beton terhadap c.g.s akibat gaya prategang

Section	fcir Tendon 1	fcir Tendon 2	fcir Tendon 3	fcir Tendon 4	fcir Tendon 5
(m)	MPa	MPa	MPa	MPa	MPa
0	1.9246	1.9246	2.1170	2.1170	2.1170
0.3	1.9287	1.9287	2.1215	2.1215	2.1215
1	1.9873	1.9873	2.1825	2.1825	2.1825
2	2.1645	2.1645	2.3661	2.3661	2.3661
3	3.2539	3.2539	3.6213	3.6213	3.6213
4	3.0861	3.0861	3.4697	3.4697	3.4697
5	2.8828	2.8828	3.2861	3.2861	3.2861
6	2.6512	2.6512	3.0770	3.0770	3.0770
7	2.3979	2.3979	2.8483	2.8483	2.8483
8	2.1291	2.1291	2.6056	2.6056	2.6056
9	1.8507	1.8507	2.3544	2.3544	2.3544
10	1.5683	1.5683	2.0995	2.0995	2.0995
11	1.2870	1.2870	1.8456	1.8456	1.8456
12	1.0114	1.0114	1.5969	1.5969	1.5969
13	0.7459	0.7459	1.3573	1.3573	1.3573
14	0.4945	0.4945	1.1305	1.1305	1.1305
15	0.2608	0.2608	0.9196	0.9196	0.9196
16	0.0480	0.0480	0.7276	0.7276	0.7276
17	0.1412	0.1412	0.5569	0.5569	0.5569
18	0.3043	0.3043	0.4097	0.4097	0.4097
19	0.4393	0.4393	0.2880	0.2880	0.2880
20	0.5445	0.5445	0.1930	0.1930	0.1930
21	0.6186	0.6186	0.1261	0.1261	0.1261

22	0.6608	0.6608	0.0881	0.0881	0.0881
22.8	0.6712	0.6712	0.0787	0.0787	0.0787
23.6	0.6608	0.6608	0.0881	0.0881	0.0881
24.6	0.6186	0.6186	0.1261	0.1261	0.1261
25.6	0.5445	0.5445	0.1930	0.1930	0.1930
26.6	0.4393	0.4393	0.2880	0.2880	0.2880
27.6	0.3043	0.3043	0.4097	0.4097	0.4097
28.6	0.1412	0.1412	0.5569	0.5569	0.5569
29.6	0.0480	0.0480	0.7276	0.7276	0.7276
30.6	0.2608	0.2608	0.9196	0.9196	0.9196
31.6	0.4945	0.4945	1.1305	1.1305	1.1305
32.6	0.7459	0.7459	1.3573	1.3573	1.3573
33.6	1.0114	1.0114	1.5969	1.5969	1.5969
34.6	1.2870	1.2870	1.8456	1.8456	1.8456
35.6	1.5683	1.5683	2.0995	2.0995	2.0995
36.6	1.8507	1.8507	2.3544	2.3544	2.3544
37.6	2.1291	2.1291	2.6056	2.6056	2.6056
38.6	2.3979	2.3979	2.8483	2.8483	2.8483
39.6	2.6512	2.6512	3.0770	3.0770	3.0770
40.6	2.8828	2.8828	3.2861	3.2861	3.2861
41.6	3.0861	3.0861	3.4697	3.4697	3.4697
42.6	3.2539	3.2539	3.6213	3.6213	3.6213
43.6	2.1645	2.1645	2.3661	2.3661	2.3661
44.6	1.9873	1.9873	2.1825	2.1825	2.1825
45.3	1.9287	1.9287	2.1215	2.1215	2.1215
45.6	1.9246	1.9246	2.1170	2.1170	2.1170

Tabel 4.25 Kehilangan gaya prategang akibat perpendskan elastis beton

Section	ES Tendon 1	ES Tendon 2	ES Tendon 3	ES Tendon 4	ES Tendon 5
(m)	N	N	N	N	N
0	9424.67	9424.67	11403.85	11403.85	11403.85
0.3	9444.73	9444.73	11428.16	11428.16	11428.16
1	9731.97	9731.97	11756.80	11756.80	11756.80
2	10599.43	10599.43	12745.55	12745.55	12745.55
3	15934.34	15934.34	19507.09	19507.09	19507.09
4	15112.49	15112.49	18690.19	18690.19	18690.19
5	14117.23	14117.23	17701.35	17701.35	17701.35
6	12983.02	12983.02	16574.78	16574.78	16574.78
7	11742.45	11742.45	15342.79	15342.79	15342.79
8	10426.21	10426.21	14035.84	14035.84	14035.84
9	9063.12	9063.12	12682.50	12682.50	12682.50
10	7680.12	7680.12	11309.50	11309.50	11309.50
11	6302.26	6302.26	9941.69	9941.69	9941.69
12	4952.71	4952.71	8602.04	8602.04	8602.04
13	3652.74	3652.74	7311.67	7311.67	7311.67
14	2421.76	2421.76	6089.82	6089.82	6089.82
15	1277.29	1277.29	4953.87	4953.87	4953.87
16	234.96	234.96	3919.32	3919.32	3919.32
17	691.48	691.48	2999.80	2999.80	2999.80
18	1490.17	1490.17	2207.10	2207.10	2207.10
19	2151.12	2151.12	1551.11	1551.11	1551.11
20	2666.23	2666.23	1039.87	1039.87	1039.87

21	3029.30	3029.30	679.54	679.54	679.54
22	3235.98	3235.98	474.41	474.41	474.41
22.8	3287.01	3287.01	423.76	423.76	423.76
23.6	3235.98	3235.98	474.41	474.41	474.41
24.6	3029.30	3029.30	679.54	679.54	679.54
25.6	2666.23	2666.23	1039.87	1039.87	1039.87
26.6	2151.12	2151.12	1551.11	1551.11	1551.11
27.6	1490.17	1490.17	2207.10	2207.10	2207.10
28.6	691.48	691.48	2999.80	2999.80	2999.80
29.6	234.96	234.96	3919.32	3919.32	3919.32
30.6	1277.29	1277.29	4953.87	4953.87	4953.87
31.6	2421.76	2421.76	6089.82	6089.82	6089.82
32.6	3652.74	3652.74	7311.67	7311.67	7311.67
33.6	4952.71	4952.71	8602.04	8602.04	8602.04
34.6	6302.26	6302.26	9941.69	9941.69	9941.69
35.6	7680.12	7680.12	11309.50	11309.50	11309.50
36.6	9063.12	9063.12	12682.50	12682.50	12682.50
37.6	10426.21	10426.21	14035.84	14035.84	14035.84
38.6	11742.45	11742.45	15342.79	15342.79	15342.79
39.6	12983.02	12983.02	16574.78	16574.78	16574.78
40.6	14117.23	14117.23	17701.35	17701.35	17701.35
41.6	15112.49	15112.49	18690.19	18690.19	18690.19
42.6	15934.34	15934.34	19507.09	19507.09	19507.09
43.6	10599.43	10599.43	12745.55	12745.55	12745.55
44.6	9731.97	9731.97	11756.80	11756.80	11756.80
45.3	9444.73	9444.73	11428.16	11428.16	11428.16
45.6	9424.67	9424.67	11403.85	11403.85	11403.85

D. Total Gaya Efektif Setelah Kehilangan Gaya Prategang Fase Awal

Tabel 4.26 Total Gaya Efektif Setelah Kehilangan Gaya Prategang Fase Awal

section	Σ gaya efektif awal	Σ gaya efektif awal	Σ gaya efektif awal	Σ gaya efektif awal	Σ gaya efektif awal
	Tendon 1	Tendon 2	Tendon 3	Tendon 4	Tendon 5
(m)	N	N	N	N	N
0	2625965	2630765	2634905	2645465	2656025
0.3	2624261	2628955	2632708	2643035	2653361
1	2619541	2624055	2626959	2636889	2646819
2	2612001	2616303	2617989	2627453	2636917
3	2599994	2604083	2603247	2612245	2621242
4	2594143	2598021	2596083	2604614	2613146
5	2588465	2592131	2589091	2597156	2605221
6	2582927	2586381	2582236	2589835	2597434
7	2577495	2580737	2575487	2582620	2589753
8	2572138	2575169	2568813	2575480	2582147
9	2566829	2569647	2562185	2568386	2574587
10	2561539	2564146	2555577	2561312	2567046
11	2556244	2558639	2548964	2554232	2559501
12	2550921	2553104	2542323	2547125	2551927
13	2545548	2547519	2535632	2539968	2544304
14	2540107	2541865	2528873	2532743	2536612
15	2534578	2536125	2522028	2525431	2528835
16	2528948	2530283	2515082	2518019	2520956
17	2521819	2522942	2508020	2510491	2512962

18	2514347	2515259	2500832	2502837	2504841
19	2507014	2507713	2493507	2495045	2496584
20	2499826	2500313	2486037	2487109	2488182
21	2492790	2493066	2478417	2479023	2479629
22	2485752	2485837	2470530	2470716	2470903
22.8	2480363	2480278	2464196	2464009	2463823
23.6	2475235	2474959	2457871	2457265	2456659
24.6	2468769	2468281	2449685	2448613	2447540
25.6	2462459	2461760	2441344	2439805	2438267
26.6	2456301	2455390	2432851	2430847	2428842
27.6	2450290	2449167	2424214	2421744	2419273
28.6	2444416	2443081	2415441	2412504	2409567
29.6	2438200	2436653	2406540	2403137	2399734
30.6	2430484	2428726	2397525	2393655	2389786
31.6	2422667	2420697	2388408	2384072	2379736
32.6	2414764	2412581	2379205	2374403	2369601
33.6	2406791	2404396	2369934	2364665	2359397
34.6	2398769	2396162	2360613	2354879	2349144
35.6	2390718	2387900	2351264	2345064	2338863
36.6	2382663	2379632	2341910	2335243	2328577
37.6	2374627	2371385	2332576	2325443	2318310
38.6	2366638	2363184	2323288	2315689	2308090
39.6	2358725	2355058	2314075	2306009	2297944
40.6	2350918	2347040	2304967	2296436	2287904
41.6	2343250	2339160	2295997	2287000	2278002
42.6	2335755	2331453	2287200	2277736	2268272
43.6	2334417	2329904	2285980	2276050	2266120

44.6	2328374	2323680	2278822	2268495	2258169
45.3	2323672	2318872	2273342	2262783	2252223
45.6	2297596	2295180	2252869	2250212	2247554

4.6.7.2 Tegangan Girder Fase Awal

Tegangan ijin penampang :

tegangan tekan = 39,84 Mpa

tegangan tarik = - 2,04 Mpa

Girder tumpuan,

luas penampang Ac = 1431500 mm²

titik berat ke serat bawah Yb = 1147,93 mm

titik berat ke serat atas Ya = 1152,07 mm

momen inersia Ix = 7,6 x 10¹¹ mm⁴

Girder lapangan,

luas penampang Ac = 793500 mm²

titik berat ke serat bawah Yb = 1110,42 mm

titik berat ke serat atas Ya = 1189,58 mm

momen inersia Ix = 4,9 x 10¹¹ mm⁴

Perhitungan tegangan pada setiap serat girder adalah sebagai berikut :

$$f_{top} = \frac{F1}{Ac} - \frac{F1 \times e \times Ya}{Ix} + \frac{Mg \times Ya}{Ix}$$

$$f_{bot} = \frac{F1}{Ac} + \frac{F1 \times e \times Yb}{Ix} - \frac{Mg \times Yb}{Ix}$$

Tabel 4.27 Perhitungan tegangan pada setiap serat girder

Section	Gaya	Tegangan			
		top		bottom	
(m)	N	MPa	kontrol	MPa	kontrol
0	13193127.21	8.9378	OK	9.4938	OK
0.3	13182322.45	8.4746	OK	9.9402	OK
1	13154266.32	7.8815	OK	10.4921	OK
2	13110666.29	7.0536	OK	11.2562	OK

3	13040812.97	13.0372	OK	19.6058	OK
4	13006008.5	11.8419	OK	20.6368	OK
5	12972066.65	10.7181	OK	21.6031	OK
6	12938815.91	9.6646	OK	22.5055	OK
7	12906094.16	8.6802	OK	23.3446	OK
8	12873748.63	7.7640	OK	24.1211	OK
9	12841635.94	6.9149	OK	24.8354	OK
10	12809622.05	6.1322	OK	25.4880	OK
11	12777582.34	5.4150	OK	26.0794	OK
12	12745401.52	4.7627	OK	26.6099	OK
13	12712973.69	4.1745	OK	27.0799	OK
14	12680202.32	3.6497	OK	27.4899	OK
15	12647000.25	3.1877	OK	27.8403	OK
16	12613289.71	2.7878	OK	28.1314	OK
17	12576236.33	2.4512	OK	28.3554	OK
18	12538118.19	2.1757	OK	28.5197	OK
19	12499865.38	1.9600	OK	28.6278	OK
20	12461470.01	1.8032	OK	28.6806	OK
21	12422926.01	1.7043	OK	28.6790	OK
22	12383740.16	1.6628	OK	28.6223	OK
22.8	12352670.95	1.6697	OK	28.5401	OK
23.6	12321990.95	1.7117	OK	28.4262	OK
24.6	12282890.07	1.8136	OK	28.2358	OK
25.6	12243636.33	1.9691	OK	27.9950	OK
26.6	12204233.95	2.1773	OK	27.7046	OK
27.6	12164689.01	2.4371	OK	27.3658	OK
28.6	12125009.41	2.7476	OK	26.9793	OK

29.6	12084265.04	3.1083	OK	26.5433	OK
30.6	12040177.84	3.5194	OK	26.0521	OK
31.6	11995582.16	3.9777	OK	25.5156	OK
32.6	11950555.79	4.4822	OK	24.9350	OK
33.6	11905185.87	5.0315	OK	24.3117	OK
34.6	11859568.95	5.6245	OK	23.6470	OK
35.6	11813810.92	6.2599	OK	22.9424	OK
36.6	11768027.05	6.9366	OK	22.1991	OK
37.6	11722342.01	7.6536	OK	21.4186	OK
38.6	11676889.79	8.4096	OK	20.6021	OK
39.6	11631813.79	9.2039	OK	19.7509	OK
40.6	11587266.78	10.0354	OK	18.8661	OK
41.6	11543410.89	10.9034	OK	17.9490	OK
42.6	11500417.62	11.8074	OK	17.0004	OK
43.6	11492473.2	6.3146	OK	17.0490	OK
44.6	11457542	6.9237	OK	16.0566	OK
45.3	11430895.21	7.3484	OK	15.3592	OK
45.6	11343413.45	7.6847	OK	14.6540	OK

Kontrol lendutan di tengah bentang girder pada fase awal,

Gaya prategang $F = 12352670.95 \text{ N}$

Modulus elastisitas $E_c = 38298,5 \text{ MPa}$

Momen inersia girder $I_x = 7,62268\text{E}+11 \text{ mm}^4$

Berat sendiri $q = 18,6 \text{ N/mm}$

Eksentrisitas $e = 847,21 \text{ mm}$

Panjang girder $L = 45600 \text{ mm}$

$$W_p = \frac{8 \times F \times e}{L^2}$$

$$= 40,26 \text{ N/mm}$$

$$W = W_p - q$$

$$\begin{aligned}
 &= 40,26 \text{ N/mm} - 18,6 \text{ N/mm} \\
 &= 21,6 \text{ N/mm} \\
 \Delta o &= \frac{5 \times W \times L^4}{384 \times E \times Ix} \\
 &= 41,75 \text{ mm} < 50 \text{ mm} \quad \text{OK} \quad (\text{ke atas})
 \end{aligned}$$

4.6.8 Perhitungan Tegangan Gelagar Fase Konstruksi

4.6.8.1 Perhitungan Momen Fase Konstruksi

Pada saat fase konstruksi, beban yang bekerja adalah dari berat sendiri girder, beban pelat pracetak, beban diafragma, beban beton basah pelat lantai kendaraan dan terdapat beban hidup yaitu berupa beban pekerja.

A. Perhitungan Pembebanan Tambahan

$$\begin{aligned}
 \text{Pelat pracetak} &= 0,07 \text{ m} \times s \times \text{BJ beton} \\
 &= 0,07 \text{ m} \times 1,7 \text{ m} \times 25 \text{ kN/m}^3 \\
 &= 2,98 \text{ kN/m} \\
 \text{Beton basah} &= ts \times s \times \text{BJ beton} \\
 &= 0,3 \text{ m} \times 2,3 \text{ m} \times 25 \text{ kN/m}^3 \\
 &= 17,3 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

B. Beban Hidup Pekerja

Diasumsikan berat pekerja @ 80 kg, dalam 1m² terdapat 3 pekerja, maka beban pekerja per m² adalah 2,4 kN/m². Beban pekerja juga diasumsikan bergerak setiap 0,5 m dan bekerja disepanjang B eff gelagar, sehingga beban hidup pekerja :

$$\begin{aligned}
 q_{pk} &= 2,4 \text{ kN/m}^2 \times s \\
 &= 2,4 \text{ kN/m}^2 \times 2,3 \text{ m} \\
 &= 5,52 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

Tabel 4.28 Momen Yang Terjadi Pada Gelagar Saat Fase Konstruksi

Section	Momen Akibat					Momen Total Konstruksi
	Girder	Diafragma	Beton Basah	Beton Pracetak	Pekerja	
(m)	(kN.m)	(kN.m)	(kN.m)	(kN.m)	(kN.m)	(kN.m)
0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0.3	-1.51	0.00	-0.78	-0.13	-0.83	-3.25
1	301.28	57.66	266.69	45.99	85.34	756.95
2	705.28	115.32	634.11	109.36	202.92	1766.99
3	1083.19	172.97	984.29	169.75	314.97	2725.17
4	1442.48	230.63	1317.21	227.17	421.51	3639.00
5	1783.16	288.29	1632.89	281.61	522.52	4508.47
6	2105.22	345.95	1931.31	333.08	618.02	5333.57
7	2408.66	403.60	2212.49	381.57	708.00	6114.32
8	2693.49	461.26	2476.41	427.09	792.45	6850.70
9	2959.70	518.92	2723.09	469.63	871.39	7542.72
10	3207.29	547.75	2952.51	509.20	944.80	8161.56

11	3436.27	576.58	3164.69	545.79	1012.70	8736.03
12	3646.64	605.40	3359.61	579.41	1075.08	9266.14
13	3838.38	634.23	3537.29	610.05	1131.93	9751.89
14	4011.51	663.06	3697.71	637.72	1183.27	10193.27
15	4166.03	691.89	3840.89	662.41	1229.08	10590.30
16	4301.92	720.72	3966.81	684.13	1269.38	10942.96
17	4419.21	749.55	4075.49	702.87	1304.16	11251.27
18	4517.87	778.38	4166.91	718.64	1333.41	11515.21
19	4597.92	778.38	4241.09	731.43	1357.15	11705.96
20	4659.35	778.38	4298.01	741.25	1375.36	11852.36
21	4702.17	778.38	4337.69	748.09	1388.06	11954.39
22	4726.37	778.38	4360.11	751.96	1395.24	12012.06
22.8	4732.33	778.38	4365.63	752.91	1397.00	12026.25
23.6	4726.37	778.38	4360.11	751.96	1395.24	12012.06
24.6	4702.17	778.38	4337.69	748.09	1388.06	11954.39
25.6	4659.35	778.38	4298.01	741.25	1375.36	11852.36
26.6	4597.92	778.38	4241.09	731.43	1357.15	11705.96

27.6	4517.87	778.38	4166.91	718.64	1333.41	11515.21
28.6	4419.21	749.55	4075.49	702.87	1304.16	11251.27
29.6	4301.92	720.72	3966.81	684.13	1269.38	10942.96
30.6	4166.03	691.89	3840.89	662.41	1229.08	10590.30
31.6	4011.51	663.06	3697.71	637.72	1183.27	10193.27
32.6	3838.38	634.23	3537.29	610.05	1131.93	9751.89
33.6	3646.64	605.40	3359.61	579.41	1075.08	9266.14
34.6	3436.27	576.58	3164.69	545.79	1012.70	8736.03
35.6	3207.29	547.75	2952.51	509.20	944.80	8161.56
36.6	2959.70	518.92	2723.09	469.63	871.39	7542.72
37.6	2693.49	461.26	2476.41	427.09	792.45	6850.70
38.6	2408.66	403.60	2212.49	381.57	708.00	6114.32
39.6	2105.22	345.95	1931.31	333.08	618.02	5333.57
40.6	1783.16	288.29	1632.89	281.61	522.52	4508.47
41.6	1442.48	230.63	1317.21	227.17	421.51	3639.00
42.6	1083.19	172.97	984.29	169.75	314.97	2725.17
43.6	705.28	115.32	634.11	109.36	202.92	1766.99

44.6	301.28	57.66	266.69	45.99	85.34	756.95
45.3	-1.51	0.00	-0.78	-0.13	-0.25	-2.67
45.6	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

4.6.8.2 Analisa Tegangan Gelagar Fase Konstruksi

Tegangan ijin penampang :

tegangan tekan = 39,84 MPa

tegangan tarik = - 2,04 MPa

Girder tumpuan,

luas penampang	Ac	= 1431500 mm ²
titik berat ke serat bawah	Yb	= 1147,93 mm
titik berat ke serat atas	Ya	= 1152,07 mm
momen inersia	Ix	= 7,6 x 10 ¹¹ mm ⁴

Girder lapangan,

luas penampang	Ac	= 793500 mm ²
titik berat ke serat bawah	Yb	= 1110,42 mm
titik berat ke serat atas	Ya	= 1189,58 mm
momen inersia	Ix	= 4,9 x 10 ¹¹ mm ⁴

Perhitungan tegangan pada setiap serat girder adalah sebagai berikut :

$$f_{top} = \frac{F1}{Ac} - \frac{F1 \times e \times Ya}{Ix} + \frac{Mg \times Ya}{Ix}$$

$$f_{bot} = \frac{F1}{Ac} + \frac{F1 \times e \times Yb}{Ix} - \frac{Mg \times Yb}{Ix}$$

Tabel 4.29 Perhitungan tegangan pada setiap serat girder

Section	Gaya	Tegangan			
		top		bottom	
(m)	N	MPa	kontrol	MPa	kontrol
0	13193127.2	8.9378	OK	9.4938	OK
0.3	13182322.4	8.4720	OK	9.9429	OK
1	13154266.3	8.5702	OK	9.8059	OK
2	13110666.3	8.6582	OK	9.6574	OK
3	13040813	17.0176	OK	15.8903	OK
4	13006008.5	17.1666	OK	15.6664	OK
5	12972066.6	17.3246	OK	15.4362	OK

6	12938815.9	17.4906	OK	15.2003	OK
7	12906094.2	17.6633	OK	14.9593	OK
8	12873748.6	17.8416	OK	14.7140	OK
9	12841635.9	18.0248	OK	14.4648	OK
10	12809622.1	18.1420	OK	14.2774	OK
11	12777582.3	18.2624	OK	14.0870	OK
12	12745401.5	18.3851	OK	13.8939	OK
13	12712973.7	18.5096	OK	13.6987	OK
14	12680202.3	18.6352	OK	13.5017	OK
15	12647000.3	18.7610	OK	13.3033	OK
16	12613289.7	18.8866	OK	13.1039	OK
17	12576236.3	19.0130	OK	12.8957	OK
18	12538118.2	19.1382	OK	12.6859	OK
19	12499865.4	19.1909	OK	12.5435	OK
20	12461470	19.2400	OK	12.4041	OK
21	12422926	19.2847	OK	12.2685	OK
22	12383740.2	19.3243	OK	12.1361	OK
22.8	12352670.9	19.3512	OK	12.0353	OK
23.6	12321991	19.3731	OK	11.9400	OK
24.6	12282890.1	19.3939	OK	11.8253	OK
25.6	12243636.3	19.4059	OK	11.7185	OK
26.6	12204234	19.4081	OK	11.6204	OK
27.6	12164689	19.3996	OK	11.5320	OK
28.6	12125009.4	19.3094	OK	11.5195	OK
29.6	12084265	19.2071	OK	11.5158	OK
30.6	12040177.8	19.0927	OK	11.5152	OK
31.6	11995582.2	18.9631	OK	11.5274	OK

32.6	11950555.8	18.8173	OK	11.5538	OK
33.6	11905185.9	18.6539	OK	11.5958	OK
34.6	11859568.9	18.4718	OK	11.6546	OK
35.6	11813810.9	18.2697	OK	11.7318	OK
36.6	11768027.1	18.0465	OK	11.8286	OK
37.6	11722342	17.7312	OK	12.0116	OK
38.6	11676889.8	17.3926	OK	12.2169	OK
39.6	11631813.8	17.0298	OK	12.4457	OK
40.6	11587266.8	16.6419	OK	12.6993	OK
41.6	11543410.9	16.2281	OK	12.9787	OK
42.6	11500417.6	15.7878	OK	13.2849	OK
43.6	11492473.2	7.9192	OK	8.1370	OK
44.6	11457542	7.6123	OK	8.3940	OK
45.3	11430895.2	7.3466	OK	8.6216	OK
45.6	11343413.5	7.6847	OK	8.1628	OK

4.6.9 Pehitungan Tegangan Gelagar Fase Servis

4.6.9.1 Mencari Eksentrisitas Setelah Komposit

Tabel 4.30 Momen Inersia Dan Garis Netral Setelah Komposit

section	Ya	Yb	Ix
(m)	(mm)	(mm)	(mm ⁴)
0	1137.30	1462.70	1.35292E+12
0.3	1137.30	1462.70	1.35292E+12
1	1137.30	1462.70	1.35292E+12
2	1137.30	1462.70	1.35292E+12
3	1000.44	1599.56	6.6174E+11
4	1000.44	1599.56	6.6174E+11

5	1000.44	1599.56	6.6174E+11
6	1000.44	1599.56	6.6174E+11
7	1000.44	1599.56	6.6174E+11
8	1000.44	1599.56	6.6174E+11
9	1000.44	1599.56	6.6174E+11
10	1000.44	1599.56	6.6174E+11
11	1000.44	1599.56	6.6174E+11
12	1000.44	1599.56	6.6174E+11
13	1000.44	1599.56	6.6174E+11
14	1000.44	1599.56	6.6174E+11
15	1000.44	1599.56	6.6174E+11
16	1000.44	1599.56	6.6174E+11
17	1000.44	1599.56	6.6174E+11
18	1000.44	1599.56	6.6174E+11
19	1000.44	1599.56	6.6174E+11
20	1000.44	1599.56	6.6174E+11
21	1000.44	1599.56	6.6174E+11
22	1000.44	1599.56	6.6174E+11
22.8	1000.44	1599.56	6.6174E+11
23.6	1000.44	1599.56	6.6174E+11
24.6	1000.44	1599.56	6.6174E+11
25.6	1000.44	1599.56	6.6174E+11
26.6	1000.44	1599.56	6.6174E+11
27.6	1000.44	1599.56	6.6174E+11
28.6	1000.44	1599.56	6.6174E+11
29.6	1000.44	1599.56	6.6174E+11
30.6	1000.44	1599.56	6.6174E+11

31.6	1000.44	1599.56	6.6174E+11
32.6	1000.44	1599.56	6.6174E+11
33.6	1000.44	1599.56	6.6174E+11
34.6	1000.44	1599.56	6.6174E+11
35.6	1000.44	1599.56	6.6174E+11
36.6	1000.44	1599.56	6.6174E+11
37.6	1000.44	1599.56	6.6174E+11
38.6	1000.44	1599.56	6.6174E+11
39.6	1000.44	1599.56	6.6174E+11
40.6	1000.44	1599.56	6.6174E+11
41.6	1000.44	1599.56	6.6174E+11
42.6	1000.44	1599.56	6.6174E+11
43.6	1137.30	1462.70	1.35292E+12
44.6	1137.30	1462.70	1.35292E+12
45.3	1137.30	1462.70	1.35292E+12
45.6	1137.30	1462.70	1.35292E+12

Tabel 4.31 Posisi tendon c.g.s terhadap c.g.c setelah komposit

Section	Tendon 1	Tendon 2	Tendon 3	Tendon 4	Tendon 5
(m)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)
0	587.30	187.30	-362.70	-762.70	-1162.70
0.3	548.08	153.31	-387.54	-777.08	-1166.62
1	458.60	75.76	-444.21	-809.89	-1175.57
2	335.68	-30.77	-522.06	-854.96	-1187.86
3	81.67	-269.16	-733.11	-1034.78	-1336.44
4	-29.71	-365.69	-803.65	-1075.62	-1347.58
5	-135.32	-457.22	-870.54	-1114.34	-1358.14

6	-235.16	-543.74	-933.77	-1150.95	-1368.12
7	-329.22	-625.27	-993.35	-1185.44	-1377.53
8	-417.52	-701.79	-1049.27	-1217.81	-1386.36
9	-500.05	-773.31	-1101.53	-1248.07	-1394.61
10	-576.80	-839.84	-1150.15	-1276.22	-1402.29
11	-647.78	-901.35	-1195.10	-1302.24	-1409.38
12	-713.00	-957.87	-1236.40	-1326.15	-1415.90
13	-772.44	-1009.39	-1274.05	-1347.95	-1421.85
14	-826.11	-1055.90	-1308.04	-1367.63	-1427.22
15	-874.01	-1097.41	-1338.38	-1385.19	-1432.01
16	-916.14	-1133.93	-1365.06	-1400.64	-1436.22
17	-952.49	-1165.44	-1388.08	-1413.97	-1439.85
18	-983.08	-1191.94	-1407.46	-1425.18	-1442.91
19	-1007.89	-1213.45	-1423.17	-1434.28	-1445.39
20	-1026.94	-1229.96	-1435.23	-1441.27	-1447.30
21	-1040.21	-1241.46	-1443.64	-1446.13	-1448.63
22	-1047.71	-1247.96	-1448.39	-1448.88	-1449.38
22.8	-1049.56	-1249.56	-1449.56	-1449.56	-1449.56
23.6	-1047.71	-1247.96	-1448.39	-1448.88	-1449.38
24.6	-1040.21	-1241.46	-1443.64	-1446.13	-1448.63
25.6	-1026.94	-1229.96	-1435.23	-1441.27	-1447.30
26.6	-1007.89	-1213.45	-1423.17	-1434.28	-1445.39
27.6	-983.08	-1191.94	-1407.46	-1425.18	-1442.91
28.6	-952.49	-1165.44	-1388.08	-1413.97	-1439.85
29.6	-916.14	-1133.93	-1365.06	-1400.64	-1436.22
30.6	-874.01	-1097.41	-1338.38	-1385.19	-1432.01
31.6	-826.11	-1055.90	-1308.04	-1367.63	-1427.22

32.6	-772.44	-1009.39	-1274.05	-1347.95	-1421.85
33.6	-713.00	-957.87	-1236.40	-1326.15	-1415.90
34.6	-647.78	-901.35	-1195.10	-1302.24	-1409.38
35.6	-576.80	-839.84	-1150.15	-1276.22	-1402.29
36.6	-500.05	-773.31	-1101.53	-1248.07	-1394.61
37.6	-417.52	-701.79	-1049.27	-1217.81	-1386.36
38.6	-329.22	-625.27	-993.35	-1185.44	-1377.53
39.6	-235.16	-543.74	-933.77	-1150.95	-1368.12
40.6	-135.32	-457.22	-870.54	-1114.34	-1358.14
41.6	-29.71	-365.69	-803.65	-1075.62	-1347.58
42.6	81.67	-269.16	-733.11	-1034.78	-1336.44
43.6	335.68	-30.77	-522.06	-854.96	-1187.86
44.6	458.60	75.76	-444.21	-809.89	-1175.57
45.3	548.08	153.31	-387.54	-777.08	-1166.62
45.6	587.30	187.30	-362.70	-762.70	-1162.70

Eksentrisitas terhadap c.g.c setelah komposit

$$E = \frac{F1 \times y1 + F2 \times y2 + F3 \times y3 + F4 \times y4 + F5 \times y5}{F1 + F2 + F3 + F4 + F5}$$

Tabel 4.32 Eksentrisitas terhadap c.g.c setelah komposit

Section	e
(m)	(mm)
0	305.20
0.3	328.34
1	381.16
2	453.76
3	659.72
4	725.55

5	787.98
6	847.01
7	902.64
8	954.87
9	1003.70
10	1049.11
11	1091.13
12	1129.73
13	1164.92
14	1196.70
15	1225.06
16	1250.01
17	1271.58
18	1289.74
19	1304.46
20	1315.75
21	1323.61
22	1328.03
22.8	1329.09
23.6	1327.94
24.6	1323.42
25.6	1315.45
26.6	1304.03
27.6	1289.17
28.6	1270.85
29.6	1249.08
30.6	1223.92

31.6	1195.31
32.6	1163.25
33.6	1127.74
34.6	1088.77
35.6	1046.34
36.6	1000.45
37.6	951.10
38.6	898.29
39.6	842.00
40.6	782.25
41.6	719.02
42.6	652.32
43.6	445.44
44.6	371.83
45.3	318.24
45.6	296.85

4.6.9.2 Kehilangan Gaya Prategang Fase Servis

A. Akibat Susut Beton

Susut pada beton dipengaruhi berbagai faktor seperti rangkai, dan perhitungan kehilangan gaya prategang dari sumber ini akan menggambarkan yang mana hal – hal yang paling penting yaitu perbandingan antara volume dan permukaan, kelembaban relatif dan waktu dari akhir curing sampai dengan bekerjanya gaya prategang.

Perhitungan kehilangan gaya prategang akibat susut beton adalah sebagai berikut :

$$SH = 8,2 \times 10^{-6} \times Ksh \times Es \times (1 - 0,00236 V/S) \times (100 - RH)$$

Dimana,

SH = kehilangan gaya prategang akibat susut beton (N)

- Ksh = koefisien dari waktu akhir perawatan beton 0,73 (setelah curing 10 hari)
 Es = modulus elastisitas baja
 V/S = rasio volume dibagi keliling penampang
 RH = kelembaban rlatif udara sekitar 80%

Tabel 4.33 Perhitungan V/S

Section	Luas Penampang	Volume	Luas permukaan	Volume / Luas perm
(m)	mm ²	mm ³	mm ²	mm
0	1431500	0	0	0
0,3	1431500	429450000	1830000	234,672
1	1431500	1002050000	4270000	234,672
2	1431500	1431500000	6100000	234,672
3	793500	793500000	6100000	130,082
4	793500	793500000	6100000	130,082
5	793500	793500000	6100000	130,082
6	793500	793500000	6100000	130,082
7	793500	793500000	6100000	130,082
8	793500	793500000	6100000	130,082
9	793500	793500000	6100000	130,082
10	793500	793500000	6100000	130,082
11	793500	793500000	6100000	130,082
12	793500	793500000	6100000	130,082
13	793500	793500000	6100000	130,082
14	793500	793500000	6100000	130,082
15	793500	793500000	6100000	130,082
16	793500	793500000	6100000	130,082
17	793500	793500000	6100000	130,082

18	793500	793500000	6100000	130,082
19	793500	793500000	6100000	130,082
20	793500	793500000	6100000	130,082
21	793500	793500000	6100000	130,082
22	793500	793500000	6100000	130,082
22,8	793500	634800000	4880000	130,082
23,6	793500	634800000	4880000	130,082
24,6	793500	793500000	6100000	130,082
25,6	793500	793500000	6100000	130,082
26,6	793500	793500000	6100000	130,082
27,6	793500	793500000	6100000	130,082
28,6	793500	793500000	6100000	130,082
29,6	793500	793500000	6100000	130,082
30,6	793500	793500000	6100000	130,082
31,6	793500	793500000	6100000	130,082
32,6	793500	793500000	6100000	130,082
33,6	793500	793500000	6100000	130,082
34,6	793500	793500000	6100000	130,082
35,6	793500	793500000	6100000	130,082
36,6	793500	793500000	6100000	130,082
37,6	793500	793500000	6100000	130,082
38,6	793500	793500000	6100000	130,082
39,6	793500	793500000	6100000	130,082
40,6	793500	793500000	6100000	130,082
41,6	793500	793500000	6100000	130,082
42,6	793500	793500000	6100000	130,082
43,6	1431500	1431500000	6100000	234,672

44,6	1431500	1431500000	6100000	234,672
45,3	1431500	1002050000	4270000	234,672
45,6	1431500	429450000	1830000	234,672

Tabel 4.34 Perhitungan Kehilangan Gaya Prategang Akibat Susut Beton

Section	SH . Aps
(m)	(N)
0	238005.7
0.3	106191.9
1	106191.9
2	106191.9
3	164939.5
4	164939.5
5	164939.5
6	164939.5
7	164939.5
8	164939.5
9	164939.5
10	164939.5
11	164939.5
12	164939.5
13	164939.5
14	164939.5
15	164939.5
16	164939.5
17	164939.5
18	164939.5

19	164939.5
20	164939.5
21	164939.5
22	164939.5
22.8	164939.5
23.6	164939.5
24.6	164939.5
25.6	164939.5
26.6	164939.5
27.6	164939.5
28.6	164939.5
29.6	164939.5
30.6	164939.5
31.6	164939.5
32.6	164939.5
33.6	164939.5
34.6	164939.5
35.6	164939.5
36.6	164939.5
37.6	164939.5
38.6	164939.5
39.6	164939.5
40.6	164939.5
41.6	164939.5
42.6	164939.5
43.6	106191.9
44.6	106191.9

45.3	106191.9
45.6	106191.9

B. Akibat Rangkak Beton

Rangkak dianggap terjadi dengan beban mati permanen yang ditambahkan pada komponen struktur setelah beton diberi gaya prategang. Bagian dari regangan tekan awal disebabkan pada beton segera setelah peralihan gaya prategang dikurangi oleh regangan tarik yang dihasilkan dari beban mati permanen.

Kehilangan gaya prategang akibat rangkak untuk komponen struktur dengan tendon terekat dihitung dengan persamaan berikut:

$$CR = K_{cr} \times (E_s/E_c) \times (f_{cir} - f_{cds})$$

Dimana,

CR = kehilangan gaya prategang akibat rangkak beton (N)

K_{cr} = 1,6 untuk komponen struktur pascatarik

E_s = modulus elastisitas baja

E_c = modulus elastisitas beton

f_{cir} = tegangan yang bekerja pada beton terhadap c.g.c setelah transfer (MPa)

f_{cds} = tegangan beton pada titik berat tendon akibat seluruh beban mati yang bekerja pada komponen struktur setelah diberi gaya prategang (MPa)

$$F_{cir} = \frac{F_i}{A} + \frac{F_i x e^2}{I_x} - \frac{M_{tot} x e}{I_x} \times A_{ps}$$

Dimana,

F_i = gaya prategang sisa (N)

A = luas penampang girder komposit (mm²)

I_x = momen inersia penampang girder komposit (mm⁴)

e = eksentrisitas setelah komposit (mm)

M_{tot} = momen total girder saat servis (N.mm)

A_{ps} = luas penampang kabel baja prategang (mm²)

$$F_{cds} = \frac{M_{tot} DL}{I_x} \times e \times A_{ps}$$

Dimana,

MtotDL= momen total akibat beban mati struktur (N.mm)

Ix = momen inersia penampang girder komposit (mm⁴)

e = eksentrisitas setelah komposit (mm)

Aps = luas penampang kabel baja prategang (mm²)

Tabel 4.35 Perhitungan Kehilangan Gaya Prategang Akibat Rangkak

Section	Fcir	Fcds	F CR
(m)	(N)	(N)	(N)
0	82624.62	0	655844.927
0.3	84059.72	-3.8376137	667266.705
1	84537.75	888.116312	663981.139
2	84737.25	2475.07245	652967.964
3	158427.26	11299.0937	1167851.17
4	157562.27	16548.4006	1119318.08
5	155667.14	22216.9192	1059280.48
6	152858.18	28194.5628	989535.599
7	149248.22	34377.2132	911805.34
8	144946.29	40666.7249	827734.229
9	140057.46	46970.9287	738887.891
10	135160.93	53203.6365	650547.937
11	129913.58	59284.6456	560627.42
12	124403.32	65139.7435	470413.225
13	118713.81	70700.7129	381110.905
14	112924.45	75905.3368	293844.599
15	107110.40	80697.4032	209657.021
16	101342.57	85026.7107	129509.466
17	95605.20	88852.3403	53601.7877

18	90024.70	92133.1917	16736.4561
19	85285.03	94836.0247	75812.3975
20	80859.32	96934.7848	127601.298
21	76795.22	98409.4557	171566.098
22	73117.94	99246.2491	207397.286
22.8	70505.49	99450.568	229755.739
23.6	70858.90	99239.8273	225277.708
24.6	71699.24	98395.2742	211903.659
25.6	73001.90	96912.2597	189791.969
26.6	74756.23	94804.5754	159136.619
27.6	76945.09	92092.0777	120231.45
28.6	80123.86	88800.7047	68873.7516
29.6	83635.42	84963.6814	10543.2281
30.6	87377.16	80622.2711	53617.8994
31.6	91386.64	75817.3888	123583.186
32.6	95611.08	70599.4352	198533.582
33.6	99989.74	65024.9277	277538.241
34.6	104453.45	59156.5076	359551.071
35.6	108924.26	53062.9481	443407.296
36.6	113314.96	46819.1615	527820.087
37.6	117962.26	40506.2072	614818.642
38.6	122277.59	34211.2998	699039.007
39.6	126139.04	28027.8169	778772.057
40.6	129414.00	22055.307	852175.208
41.6	131959.02	16399.4974	917270.528
42.6	133619.62	11172.3019	971943.388
43.6	82531.477	2429.70804	635819.428

44.6	83683.725	866.381534	657374.694
45.3	83765.251	-3.7196305	664928.375
45.6	82942.771	0	658370.293

C. Akibat Relaksasi Baja

Balok prategang mengalami perubahan regangan baja yang konstan di dalam tendon bila terjadi rangkai yang tergantung pada waktu sehingga beton prategang akan mengalami kehilangan gaya. Perhitungan kehilangan gaya prategang akibat relaksasi baja adalah sebagai berikut :

$$RE = [Kre - J (SH + CR + ES)] C$$

Dimana,

RE = kehilangan gaya prategang akibat relaksasi baja (N)

Kre = koefisien nilai untuk strand stress relieved 1860 MPa (138)

J = faktor nilai (0,15)

SH = kehilangan gaya prategang akibat susut beton (N)

CR = kehilangan gaya prategang akibat rangkai beton (N)

ES = kehilangan gaya prategang akibat perpendekan elastis beton (N)

C = faktor nilai (0,75)

Tabel 4.36 Perhitungan Kehilangan Gaya Akibat Relaksasi Baja

Section	F RE
(m)	(N)
0	977702.8012
0.3	991236.9172
1	991467.9706
2	992289.3067
3	925034.1378
4	930862.8293
5	938063.4802

6	946418.4555
7	955719.437
8	965767.6559
9	976374.0635
10	986932.4074
11	997666.242
12	1008420.409
13	1019049.746
14	1029419.092
15	1039403.29
16	1048887.189
17	1057530.976
18	1061676.979
19	1055029.82
20	1049202.697
21	1044256.043
22	1040224.684
22.8	1037709.272
23.6	1038213.137
24.6	1039718.067
25.6	1042206.247
26.6	1045655.845
27.6	1050033.793
28.6	1055812.88
29.6	1062270.891
30.6	1056957.691
31.6	1048573.501

32.6	1039589.695
33.6	1030118.845
34.6	1020287.331
35.6	1010235.73
36.6	1000119.191
37.6	989720.6594
38.6	979655.6494
39.6	970129.354
40.6	961362.8232
41.6	953593.1786
42.6	947073.7638
43.6	994218.517
44.6	992211.1956
45.3	991499.9793
45.6	992247.7489

D. Gaya Prategang Efektif Fase Servis

Tabel 4.37 Perhitungan Gaya Prategang Efektif Pada Saat Servis

Section	F awal	F SH	F CR	F RE	F efektif
(m)	N	N	N	N	N
0	13193127.21	238005.68	655844.93	977702.80	11321573.80
0.3	13182322.45	106191.89	667266.71	991236.92	11417626.93
1	13154266.32	106191.89	663981.14	991467.97	11392625.32
2	13110666.29	106191.89	652967.96	992289.31	11359217.13
3	13040812.97	164939.50	1167851.17	925034.14	10782988.16
4	13006008.50	164939.50	1119318.08	930862.83	10790888.09
5	12972066.65	164939.50	1059280.48	938063.48	10809783.19
6	12938815.91	164939.50	989535.60	946418.46	10837922.36
7	12906094.16	164939.50	911805.34	955719.44	10873629.89
8	12873748.63	164939.50	827734.23	965767.66	10915307.25
9	12841635.94	164939.50	738887.89	976374.06	10961434.48
10	12809622.05	164939.50	650547.94	986932.41	11007202.21
11	12777582.34	164939.50	560627.42	997666.24	11054349.18

12	12745401.52	164939.50	470413.23	1008420.41	11101628.38
13	12712973.69	164939.50	381110.91	1019049.75	11147873.54
14	12680202.32	164939.50	293844.60	1029419.09	11191999.13
15	12647000.25	164939.50	209657.02	1039403.29	11233000.45
16	12613289.71	164939.50	129509.47	1048887.19	11269953.55
17	12576236.33	164939.50	53601.79	1057530.98	11300164.07
18	12538118.19	164939.50	16736.46	1061676.98	11294765.26
19	12499865.38	164939.50	75812.40	1055029.82	11204083.67
20	12461470.01	164939.50	127601.30	1049202.70	11119726.52
21	12422926.01	164939.50	171566.10	1044256.04	11042164.37
22	12383740.16	164939.50	207397.29	1040224.68	10971178.69
22.8	12352670.95	164939.50	229755.74	1037709.27	10920266.44
23.6	12321990.95	164939.50	225277.71	1038213.14	10893560.61
24.6	12282890.07	164939.50	211903.66	1039718.07	10866328.84
25.6	12243636.33	164939.50	189791.97	1042206.25	10846698.61
26.6	12204233.95	164939.50	159136.62	1045655.84	10834501.99
27.6	12164689.01	164939.50	120231.45	1050033.79	10829484.27

28.6	12125009.41	164939.50	68873.75	1055812.88	10835383.28
29.6	12084265.04	164939.50	10543.23	1062270.89	10846511.42
30.6	12040177.84	164939.50	53617.90	1056957.69	10764662.75
31.6	11995582.16	164939.50	123583.19	1048573.50	10658485.98
32.6	11950555.79	164939.50	198533.58	1039589.69	10547493.01
33.6	11905185.87	164939.50	277538.24	1030118.85	10432589.29
34.6	11859568.95	164939.50	359551.07	1020287.33	10314791.05
35.6	11813810.92	164939.50	443407.30	1010235.73	10195228.39
36.6	11768027.05	164939.50	527820.09	1000119.19	10075148.28
37.6	11722342.01	164939.50	614818.64	989720.66	9952863.21
38.6	11676889.79	164939.50	699039.01	979655.65	9833255.63
39.6	11631813.79	164939.50	778772.06	970129.35	9717972.89
40.6	11587266.78	164939.50	852175.21	961362.82	9608789.25
41.6	11543410.89	164939.50	917270.53	953593.18	9507607.68
42.6	11500417.62	164939.50	971943.39	947073.76	9416460.97
43.6	11492473.20	106191.89	635819.43	994218.52	9756243.36
44.6	11457542.00	106191.89	657374.69	992211.20	9701764.21

45.3	11430895.21	106191.89	664928.37	991499.98	9668274.96
45.6	11343413.45	106191.89	658370.29	992247.75	9586603.52

E. Presentase Kehilangan Gaya Prategang

Presentase kehilangan gaya prategang total adalah sebagai berikut :

Tabel 4.38 Presentase kehilangan gaya prategang total

	%
Slip ankur	3
Gesekan	6,83
Perpendekan elastis	0,05
Susut beton	1,34
Rangkak beton	1,86
Relaksasi baja	8,4
Total kehilangan	21,48

Kehilangan total gaya prategang yang terjadi adalah 21,48%, dimana lebih besar 1,48% dari kehilangan gaya prategang rencana yaitu sebesar 20%.

4.6.9.3 Tegangan Gelagar Fase Servis

Tegangan ijin penampang :

$$\begin{aligned}\text{tegangan tekan} &= 29,9 \text{ MPa} \\ \text{tegangan tarik} &= - 4,07 \text{ Mpa}\end{aligned}$$

Girder tumpuan,

$$\begin{aligned}\text{luas penampang} &A_c &= 1887892,1 \text{ mm}^2 \\ \text{titik berat ke serat bawah} &Y_b &= 1462,7 \text{ mm} \\ \text{titik berat ke serat atas} &Y_a &= 1137,3 \text{ mm} \\ \text{momen inersia} &I_x &= 1,35 \times 10^{12} \text{ mm}^4\end{aligned}$$

Girder lapangan,

$$\begin{aligned}\text{luas penampang} &A_c &= 1249892,1 \text{ mm}^2 \\ \text{titik berat ke serat bawah} &Y_b &= 1599,56 \text{ mm} \\ \text{titik berat ke serat atas} &Y_a &= 1000,44 \text{ mm} \\ \text{momen inersia} &I_x &= 6,6 \times 10^{11} \text{ mm}^4\end{aligned}$$

Perhitungan tegangan pada setiap serat girder adalah sebagai berikut :

$$\begin{aligned}f_{top} &= \frac{F_i}{A_c} - \frac{F_i x e x Y_a}{I_x} + \frac{M_{tot x Y_a}}{I_x} \\ f_{bot} &= \frac{F_i}{A_c} + \frac{F_i x e x Y_b}{I_x} - \frac{M_{tot x Y_b}}{I_x}\end{aligned}$$

Tabel 4.39 Tegangan Gelagar Fase Servis

Section	Gaya	Tegangan			
		top		bottom	
(m)	N	MPa	kontrol	MPa	kontrol
0	11321573.8	3.0922	OK	9.7327	OK
0.3	11417626.93	2.8936	OK	10.1045	OK
1	11392625.32	3.2817	OK	9.5751	OK
2	11359217.13	3.7927	OK	8.8774	OK
3	10782988.16	3.7399	OK	16.4411	OK
4	10790888.09	4.6474	OK	15.0065	OK
5	10809783.19	5.5125	OK	13.6627	OK

6	10837922.36	6.3331	OK	12.4092	OK
7	10873629.89	7.1083	OK	11.2440	OK
8	10915307.25	7.8377	OK	10.1645	OK
9	10961434.48	8.5216	OK	9.1669	OK
10	11007202.21	9.1201	OK	8.3052	OK
11	11054349.18	9.6760	OK	7.5145	OK
12	11101628.38	10.1909	OK	6.7894	OK
13	11147873.54	10.6668	OK	6.1247	OK
14	11191999.13	11.1056	OK	5.5149	OK
15	11233000.45	11.5094	OK	4.9545	OK
16	11269953.55	11.8803	OK	4.4384	OK
17	11300164.07	12.2215	OK	3.9556	OK
18	11294765.26	12.5682	OK	3.3900	OK
19	11204083.67	12.9382	OK	2.6099	OK
20	11119726.52	13.2703	OK	1.9035	OK
21	11042164.37	13.5624	OK	1.2752	OK
22	10971178.69	13.8133	OK	0.7264	OK
22.8	10920266.44	13.9822	OK	0.3506	OK
23.6	10893560.61	13.9085	OK	0.4129	OK
24.6	10866328.84	13.7768	OK	0.5669	OK
25.6	10846698.61	13.6000	OK	0.8087	OK
26.6	10834501.99	13.3785	OK	1.1375	OK
27.6	10829484.27	13.1126	OK	1.5521	OK
28.6	10835383.28	12.7553	OK	2.1358	OK
29.6	10846511.42	12.3569	OK	2.7958	OK
30.6	10764662.75	12.0206	OK	3.1633	OK
31.6	10658485.98	11.6663	OK	3.5090	OK

32.6	10547493.01	11.2704	OK	3.9113	OK
33.6	10432589.29	10.8297	OK	4.3769	OK
34.6	10314791.05	10.3410	OK	4.9134	OK
35.6	10195228.39	9.8010	OK	5.5281	OK
36.6	10075148.28	9.2068	OK	6.2286	OK
37.6	9952863.206	8.5137	OK	7.0824	OK
38.6	9833255.634	7.7604	OK	8.0382	OK
39.6	9717972.885	6.9448	OK	9.1025	OK
40.6	9608789.253	6.0656	OK	10.2812	OK
41.6	9507607.683	5.1222	OK	11.5792	OK
42.6	9416460.966	4.1150	OK	13.0001	OK
43.6	9756243.359	3.6233	OK	7.1542	OK
44.6	9701764.215	3.0039	OK	7.8848	OK
45.3	9668274.964	2.5319	OK	8.4514	OK
45.6	9586603.516	2.6857	OK	8.1547	OK

Kontrol lendutan di tengah bentang girder pada fase servis

Akibat gaya prategang,

Gaya prategang $F = 10920266.44 \text{ N}$

Modulus elastisitas $E_c = 38298,5 \text{ MPa}$

Momen inersia girder $I_x = 6,6174\text{E}+11 \text{ mm}^4$

Berat sendiri $q = 18,6 \text{ N/mm}$

Eksentrisitas $e = 1329,09 \text{ mm}$

Panjang girder $L = 45600 \text{ mm}$

$$W_p = \frac{8 \times F \times e}{F^2}$$

$$= 55,84 \text{ N/mm}$$

$$W = W_p - q$$

$$= 37,22 \text{ N/mm}$$

$$\Delta_o = \frac{5 \times W \times L^4}{384 \times E \times I_x}$$

$$= 82,07 \text{ mm} \quad (\text{ke atas})$$

Lendutan tambahan,

Akibat pelat dan aspal

$$W = 25,02 \text{ N/mm}$$

$$\Delta 1 = \frac{5 \times W \times L^4}{384 \times E \times I_x} = 55,58 \text{ mm} \quad (\text{ke bawah})$$

Akibat diafragma

$$W \text{ diaf} = 5,6 \text{ N/mm}$$

$$\Delta 2 = \frac{5 \times W \times L^4}{384 \times E \times I_x} = 12,5 \text{ mm} \quad (\text{ke bawah})$$

Akibat BTR

$$W \text{ BTR} = 31,05 \text{ N/mm}$$

$$\Delta 3 = \frac{5 \times W \times L^4}{384 \times E \times I_x} = 68,97 \text{ mm} \quad (\text{ke bawah})$$

Akibat BGT

$$W \text{ BGT} = 6,23 \text{ N/mm}$$

$$\Delta 4 = \frac{5 \times W \times L^4}{384 \times E \times I_x} = 13,84 \text{ mm} \quad (\text{ke bawah})$$

Lendutan total

$$\begin{aligned} \Delta \text{ total} &= \Delta 0 - \Delta 1 - \Delta 2 - \Delta 3 - \Delta 4 \\ &= 88,06 \text{ mm} - 55,58 \text{ mm} - 12,5 \text{ mm} - 68,97 \text{ mm} - 13,84 \text{ mm} \\ &= -68,17 \text{ mm} \\ &= 68,17 \text{ mm} \quad (\text{ke bawah}) \end{aligned}$$

Lendutan Jangka Panjang,

$$\begin{aligned} \rho' &= \frac{A_s}{b \times d} \\ &= \frac{3857 \text{ mm}^2}{200 \text{ mm} \times 2250 \text{ mm}} \\ &= 0,0086 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\lambda &= \frac{\zeta}{1+50\rho'} \\ &= \frac{2}{1+0,43} \\ &= 1,4\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\Delta \text{ Jangka Panjang} &= 1,4 \times \Delta \text{ total} \\ &= 1,4 \times 68,17 \text{ mm} \\ &= 95,4 \text{ mm}\end{aligned}$$

Syarat lendutan,

$$L/360 = 126,67 \text{ mm} > \Delta \text{ jangka panjang} = 95,4 \text{ mm} \quad (\text{OK})$$

4.7 Perhitungan Diafragma

4.7.1 Data Perencanaan

Bentang	L	= 45,6
Jumlah diafragma	n	= 6 buah
Tebal diafragma	b	= 300 mm
Jarak antar girder	s	= 2,3 m
Panjang diafragma tumpuan	S – tw tum	= 1,7 m
Panjang diafragma lapangan	S – tw lap	= 2,1 m
Tinggi diafragma tumpuan	h tum	= 2,1 m
Tinggi diafragma lapangan	h lap	= 1,85 m
Lendutan girder fase servis	Δ	= 68,17 mm
Kuat tekan beton	f_c'	= 29,05 MPa
Modulus elastis beton	E_c	= 25332,08 mm ⁴
Momen inersia tumpuan	I tum	= 3,85x10 ¹¹ mm ⁴
Momen inersia lapangan	I lap	= 1,58x10 ¹¹ mm ⁴
Diameter tulangan pokok	$\emptyset p$	= 13 mm
Luas tulangan pokok	A_p	= 133 mm ²
Diameter tulangan geser	$\emptyset v$	= 12 mm
Luas tulangan geser	A_v	= 113 mm ²
Tebal selimut beton	d'	= 35 mm
Tebal efektif beton tum	d tum	= 2046,5 mm ²
Tebal efektif beton lap	d lap	= 1796,5 mm ²

4.7.2 Pembebanan

Berat diafragma tumpuan,

$$\begin{aligned} W_{\text{tum}} &= h_{\text{tum}} \times b_{\text{tum}} \times \text{BJ beton} \\ &= 2,1 \text{ m} \times 0,5 \text{ m} \times 22 \text{ kN/m}^3 \\ &= 23,1 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

Berat diafragma lapangan,

$$\begin{aligned} W_{\text{lap}} &= h_{\text{lap}} \times b_{\text{lap}} \times \text{BJ beton} \\ &= 1,85 \text{ m} \times 0,3 \text{ m} \times 22 \text{ kN/m}^3 \\ &= 12,2 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

4.7.3 Analisa Struktur

- **Diafragma Tumpuan**

$$\begin{aligned} \text{Momen akibat berat sendiri} &= \frac{1}{12} \times W \times (s - tw)^2 \\ &= 5,56 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Momen akibat lendutan} &= \frac{6 \times E \times I \times \Delta}{L^2} \\ &= 1923 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{\text{total}} &= \text{momen akibat berat sendiri} + \text{momen akibat lendutan} \\ &= 5,56 \text{ kN.m} + 1923 \text{ kN.m} \\ &= 1928,56 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

- **Diafragma Lapangan**

$$\begin{aligned} \text{Momen akibat berat sendiri} &= \frac{1}{12} \times W \times (s - tw)^2 \\ &= 4,49 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Momen akibat lendutan} &= \frac{6 \times E \times I \times \Delta}{L^2} \\ &= 789 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{\text{total}} &= \text{momen akibat berat sendiri} + \text{momen akibat lendutan} \\ &= 4,49 \text{ kN.m} + 789 \text{ kN.m} \\ &= 793,49 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

4.7.4 Perhitungan Tulangan

• Diafragma Tumpuan

$$\begin{aligned}
 M_n \text{ perlu} &= M_{\max} / \phi \\
 &= 1928,56 \text{ kN.mm} / 0,8 \\
 &= 2410,34 \text{ kN.mm} \\
 &= 2410339051 \text{ N.mm} \\
 R_n &= \frac{M_n}{b x d^2} \\
 &= \frac{2410339051 \text{ N.mm}}{1000 \text{ mm} \times (2046,5 \text{ mm})^2} \\
 &= 1,151 \text{ N/mm}^2 \\
 m &= \frac{F_y}{0,85 x f_c'} \\
 &= \frac{400 \text{ MPa}}{0,85 \times 29,05 \text{ MPa}} \\
 &= 16,2 \\
 \rho &= \frac{1}{m} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{F_y}} \right) \\
 &= \frac{1}{16,2} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 16,2 \times 1,151 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}}{400 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}}} \right) \\
 &= 0,0029 \\
 \rho_{\min} &= \frac{1,4}{f_y} \\
 &= \frac{1,4}{400 \text{ MPa}} \\
 &= 0,0035 \\
 \rho_{\max} &= 0,75 \times \frac{0,85 f_c'}{F_y} \times \beta_1 \times \frac{600}{600 + F_y} \\
 &= 0,75 \times \frac{0,85 \times 29,05}{240} \times 0,85 \times \frac{600}{600 + 400} \\
 &= 0,0236
 \end{aligned}$$

Cek, $\rho_{\min} < \rho < \rho_{\max}$

$0,0035 > 0,0029 < 0,0236$

Maka digunakan $\rho_{\min} = 0,0035$

A. Tulangan Lentur

Perhitungan luas tulangan lentur perlu adalah sebagai berikut :

$$\begin{aligned}
 \text{As perlu} &= \rho \times b \times d \\
 &= 0,0035 \times 500 \text{ mm} \times 2047,5 \text{ mm} \\
 &= 3581,4 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Diasang tulangan lentur D13.

Jumlah tulangan perlu,

$$\begin{aligned}
 n &= \frac{\text{As perlu}}{\text{As pasang}} \\
 &= \frac{3581,4 \text{ mm}^2}{133 \text{ mm}^2} \\
 &= 27 \text{ buah.}
 \end{aligned}$$

Maka dipasang tulangan lentur, **28 D13**.

B. Tulangan Geser

$$\begin{aligned}
 V_u &= 15,02 \text{ kN} \\
 &= 15015 \text{ N}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 V_c &= \frac{1}{6} \times \sqrt{f_c'} \times b \times d \\
 &= \frac{1}{6} \times \sqrt{29,05 \text{ MPa}} \times 500 \text{ mm} \times 2047,5 \text{ mm} \\
 &= 919186,36 \text{ N}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \phi V_c &= 0,75 \times 919186,36 \text{ N} \\
 &= 689389,77 \text{ N}
 \end{aligned}$$

Kondisi 1,

$$\begin{aligned}
 \text{Syarat, } 0,5 \times \phi V_c &> V_u \\
 344694,8 \text{ N} &> 15015 \text{ N} \quad \textbf{OK}
 \end{aligned}$$

Maka direncanakan tulangan geser praktis **Ø12 – 250 mm**.

• Diafragma Lapangan

$$\begin{aligned}
 M_n \text{ perlu} &= M_{\max} / \phi \\
 &= 793,49 \text{ kN.mm} / 0,8 \\
 &= 991,51 \text{ kN.mm} \\
 &= 991506765 \text{ N.mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 R_n &= \frac{M_n}{b \times d^2} \\
 &= \frac{2410339051 \text{ N.mm}}{1000 \text{ mm} \times (1796,5 \text{ mm})^2} \\
 &= 1,024 \text{ N/mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 m &= \frac{F_y}{0,85 \times f_{c'}} \\
 &= \frac{400 \text{ MPa}}{0,85 \times 29,05 \text{ MPa}} \\
 &= 16,2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \rho &= \frac{1}{m} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{F_y}} \right) \\
 &= \frac{1}{16,2} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 16,2 \times 1,024 \times \frac{N}{mm^2}}{400 \frac{N}{mm^2}}} \right) \\
 &= 0,0026
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \rho_{\min} &= \frac{1,4}{f_y} \\
 &= \frac{1,4}{400 \text{ MPa}} \\
 &= 0,0035
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \rho_{\max} &= 0,75 \times \frac{0,85 f_{c'}}{F_y} \times \beta_1 \times \frac{600}{600 + F_y} \\
 &= 0,75 \times \frac{0,85 \times 29,05}{240} \times 0,85 \times \frac{600}{600 + 400} \\
 &= 0,0236
 \end{aligned}$$

Cek, $\rho_{\min} < \rho < \rho_{\max}$

$0,0035 > 0,0026 < 0,0236$

Maka digunakan $\rho_{\min} = 0,0035$

A. Tulangan Lentur

Perhitungan luas tulangan lentur perlu adalah sebagai berikut :

$$\begin{aligned}
 \text{As perlu} &= \rho \times b \times d \\
 &= 0,0035 \times 300 \text{ mm} \times 1796,5 \text{ mm} \\
 &= 1886,3 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Diasang tulangan lentur D13.

Jumlah tulangan perlu,

$$\begin{aligned}
 n &= \frac{\text{As perlu}}{\text{As pasang}} \\
 &= \frac{1886,3 \text{ mm}^2}{133 \text{ mm}^2} \\
 &= 15 \text{ buah.}
 \end{aligned}$$

Maka dipasang tulangan lentur, **16 D13**.

B. Tulangan Geser

$$\begin{aligned} V_u &= 7,9 \text{ kN} \\ &= 7936,5 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_c &= \frac{1}{6} \times \sqrt{f_c'} \times b \times d \\ &= \frac{1}{6} \times \sqrt{29,05 \text{ MPa}} \times 300 \text{ mm} \times 1796,5 \text{ mm} \\ &= 806898,8 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \phi V_c &= 0,75 \times 806898,8 \text{ N} \\ &= 605174,1 \text{ N} \end{aligned}$$

Kondisi 1,

$$\begin{aligned} \text{Syarat, } 0,5 \times \phi V_c &> V_u \\ 302587 \text{ N} &> 7936,5 \text{ N} \quad \text{OK} \end{aligned}$$

Maka direncanakan tulangan geser praktis **Ø12 – 250 mm.**

4.8 Perhitungan Expansion Joint

4.8.1 Data Perencanaan

Bentang flyover	L	= 45,6 m
Lebar lantai kendaraan	B	= 23,5 m
Tebal lapisan aspal	ta	= 120 mm
Tebal pelat lantai kendaraan	ts	= 300 mm
Jarak antar gelagar	s	= 2,3 m
Kuat tekan beton	fc'	= 29,05 MPa
Modulus elastis beton	Ec	= 25332,08 mm ⁴
Suhu max	T max	= 40° C
Suhu min	T min	= 27° C

4.8.2 Perhitungan Deformasi

A. Akibat Rangkak (Creep)

$$\begin{aligned} \Delta_{cr} &= \epsilon_{cc} \cdot t \times L \\ &= \Phi_{cc}(t) \times \epsilon_e \times L \\ &= \frac{t^{0,6}}{10+t^{0,6}} \times C_u \times \epsilon_e \times L \end{aligned}$$

Dimana :

t = umur rencana pembebanan (1000 tahun = 36500 hari)

Cu = koefisien rangkai max, untuk $f_c' = 24,9$ MPa nilai Cu = 2,5 (RSNI T-12-2004)

Ee = regangan elastis sesaat akibat tegangan tetap

$$\frac{0,7 \times \sqrt{f_c'}}{Ec} = 0,000149$$

L = panjang bentang jembatan

$$\begin{aligned}\Delta_{cr} &= \frac{36500^{0,6}}{10+36500^{0,6}} \times 2,5 \times 0,000149 \times 45600 \text{ mm} \\ &= 16,67 \text{ mm}\end{aligned}$$

B. Akibat Susut (Shrinkage)

$\Delta_{sh} = \epsilon_{cs.t} \times L$

$$= \frac{t}{35+t} \times \epsilon_{cs.u} \times L$$

Dimana :

t = umur beton yang dirawat basah dilokasi pekerjaan, terhitung sejak 7 hari (20 hari)

$\epsilon_{cs.u}$ = koefisien susut max untuk $f_c' = 24,9$ MPa nilai $\epsilon_{cs.u} = 0,00017$ (RSNI T-12-2004)

L = panjang bentang flyover

$$\begin{aligned}\Delta_{sh} &= \frac{20}{35+20} \times 0,00017 \times 45600 \text{ mm} \\ &= 2,82 \text{ mm}\end{aligned}$$

C. Akibat Perbedaan Suhu

$\Delta L = L \times \alpha \times \Delta T$

$$= L \times \alpha \times \frac{1}{2}(T_{max} - T_{min})$$

Dimana :

α = koefisien muai panjang beton ($10 \times 10^{-6} / ^\circ\text{C}$)

$$\begin{aligned}\Delta L &= 45600 \text{ mm} \times 10 \times 10^{-6} / ^\circ\text{C} \times \frac{1}{2} (40^\circ\text{C} - 27^\circ\text{C}) \\ &= 2,96 \text{ mm}\end{aligned}$$

D. Total Deformasi

$$\begin{aligned}\Delta_{\text{total}} &= \frac{1}{2} (\Delta_{\text{Cr}} + \Delta_{\text{Sh}} + \Delta_{\text{L}}) \\ &= 11,23 \text{ mm}\end{aligned}$$

E. Pemilihan Jenis Expansion Joint

Karena pergerakan total memanjang maksimum yang terjadi kurang dari 20 mm, maka digunakan jenis ekspansi joint asphaltic plug.

4.9 Perhitungan Elastomer**4.9.1 Data Perencanaan**

Bentang gelagar	L	= 45,6 m
Beban mati pada satu girder	P _{DI}	= 1302,3 kN
Beban hidup pada satu girder	P _{LI}	= 238,6 kN
Perpindahan memanjang jembatan	Δ	= 11,23 mm
Rotasi	θ	= 0,005 rad
Kekerasan nominal karet		= 55 Shore A
Modulus geser	G	= 1,3 MPa
Total beban kompresi	P _{total}	= 1540,9 kN
Batas tegangan delaminasi		= 7 MPa

4.9.2 Perhitungan Tebal Elastomer**A. Luas Area Elastomer Perlu**

Syarat, $A_{\text{perlu}} > P_{\text{total}} / \text{batas tegangan delaminasi}$

$$A_{\text{perlu}} > 154092,2 \text{ N} / 7 \text{ MPa}$$

$$A_{\text{perlu}} > 220131,6 \text{ mm}^2$$

B. Preliminary Design

Lebar elastomer	W	= 550 mm
Panjang elastomer	L	= 400 mm
Luas area elastomer	A	= 220000 mm ²
Tebal lapisan	h _{ri}	= 15 mm
Tebal lapisan penutup	h _{cover}	= 5 mm

Jumlah lapisan	n	= 2 buah
Mutu pelat baja	f_y	= 240 MPa

C. Kontrol Faktor Bentuk (tipe berlapis)

Syarat, $4 < S \leq 12$

$$\begin{aligned}
 S &= \frac{A}{I_p \times h_{ri}} \\
 &= \frac{A}{2 \times (L+W) \times h_{ri}} \\
 &= \frac{220000 \text{ mm}^2}{2 \times (550 \text{ mm} + 400 \text{ mm}) \times 15 \text{ mm}} \\
 &= 7,72
 \end{aligned}$$

Kontrol, $4 < 7,72 \leq 12$ (memenuhi)

D. Kontrol Tegangan Izin

$$\begin{aligned}
 \sigma_s &= \frac{P_{total}}{A} \\
 &= \frac{1540,9 \text{ kN}}{220000 \text{ mm}^2} \\
 &= 7 \text{ MPa}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \sigma_L &= \frac{P_{Ll}}{A} \\
 &= \frac{238,6 \text{ kN}}{220000 \text{ mm}^2} \\
 &= 1,08 \text{ MPa}
 \end{aligned}$$

Bantalan dengan deformasi geser yang tidak dikekang,

Syarat, $\sigma_s \leq 7 \text{ Mpa}$

$$7 \text{ MPa} \leq 7 \text{ MPa} \text{ (memenuhi)}$$

Syarat, $\sigma_s \leq G \times S$

$$7 \text{ MPa} \leq 10,035 \text{ MPa} \text{ (memenuhi)}$$

Bantalan dengan deformasi geser yang dikekang,

Syarat, $\sigma_s \leq 7,7 \text{ Mpa}$

$$7 \text{ MPa} \leq 7,7 \text{ MPa} \text{ (memenuhi)}$$

Syarat, $\sigma_s \leq 1,1 \times G \times S$

$$7 \text{ MPa} \leq 11,04 \text{ MPa} \text{ (memenuhi)}$$

E. Kontrol Deformasi Geser

Total deformasi geser rencana $\Delta = 11,2 \text{ mm}$

Deformasi ijin $\Delta_{\text{ijin}} = 2 \times \Delta_s = 22,4 \text{ mm}$

Tebal total elastomer,

$$\begin{aligned} h_{\text{rt}} &= \text{jumlah tebal lapisan internal} + \text{jumlah tebal cover} \\ &= (15 \text{ mm} \times 2 \text{ buah}) + (5 \text{ mm} \times 2 \text{ buah}) \\ &= 40 \text{ mm} \end{aligned}$$

Syarat, $h_{\text{rt}} \geq \Delta_{\text{ijin}}$

$$40 \text{ mm} \geq 22,5 \text{ mm} \quad (\text{memenuhi})$$

F. Kontrol Rotasi

$$\text{Syarat, } \sigma_s \geq \frac{1}{2} \times G \times S \times \left(\frac{L}{h_{\text{ri}}}\right)^2 \times \frac{\theta}{n}$$

$$7 \text{ MPa} \geq \frac{1}{2} \times 0,95 \text{ MPa} \times 7,72 \times \left(\frac{550 \text{ mm}}{15 \text{ mm}}\right)^2 \times \frac{0,005}{2}$$

$$6,34 \text{ MPa} \geq 6,5 \text{ MPa} \quad (\text{memenuhi})$$

G. Tebal Pelat Baja

Kondisi layan,

Syarat, $h_s \geq 3 \times h_{\text{ri}} \times \sigma_s / f_y$

$$h_s \geq 3 \times 15 \text{ mm} \times 7 \text{ MPa} / 240 \text{ MPa}$$

$$h_s \geq 1,31 \text{ mm}$$

kondisi fatik,

Syarat, $h_s \geq 2 \times h_{\text{ri}} \times \sigma_l / F_{\text{th}}$

$$h_s \geq 2 \times 15 \text{ mm} \times 1,08 \text{ MPa} / 31 \text{ MPa}$$

$$h_s \geq 1,5 \text{ mm}$$

Maka direncanakan tebal pelat baja, $h_s = 1,6 \text{ mm}$

H. Kontrol Stabilitas

Tebal total elastomer,

$H_{\text{total}} = \text{jumlah tebal lapisan internal} + \text{jumlah tebal lapisan pelat} + \text{jumlah tebal lapisan cover}$

$$= (15 \text{ mm} \times 2) + (1,6 \text{ mm} \times 3) + (5 \text{ mm} \times 2)$$

$$= 44,8 \text{ mm}$$

Syarat, $H \leq L/3$

$$44,8 \text{ mm} \leq 550 \text{ mm} / 3$$

$$44,8 \text{ mm} \leq 133 \text{ mm} \quad (\text{memenuhi})$$

Syarat, $H \leq W/3$

$$44,8 \text{ mm} \leq 400 \text{ mm} / 3$$

$$125 \text{ mm} \leq 183 \text{ mm} \quad (\text{memenuhi})$$

Syarat, $h_{\text{cover}} \leq 0,7 h_{\text{ri}}$

$$5 \text{ mm} \leq 0,7 \times 15 \text{ mm}$$

$$5 \text{ mm} \leq 10,5 \text{ mm} \quad (\text{memenuhi})$$

4.9.3 Resume Elastomer

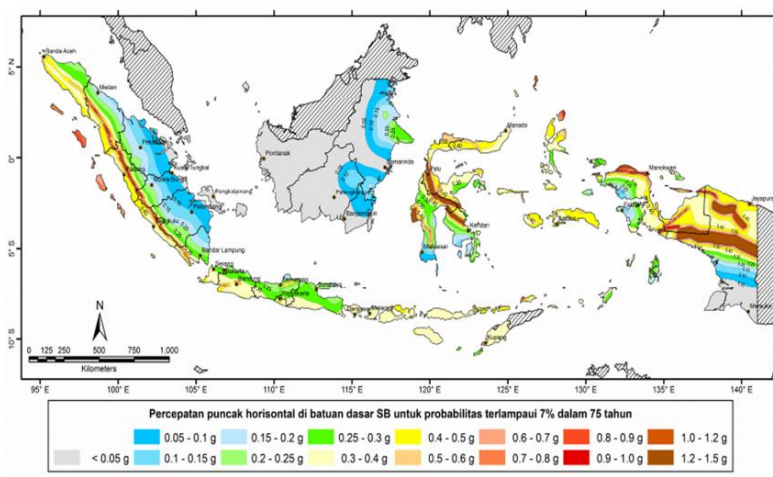
Mutu pelat baja	F_y	= 240 MPa
Panjang elastomer	L	= 550 mm
Lebar elastomer	W	= 400 mm
Tebal elastomer	H	= 45 mm
Tebal cover atas	h_a	= 5 mm
Tebal cover bawah	h_b	= 5 mm
Tebal lapisan internal	h_{ri}	= 15 mm
Jumlah lapisan	n_p	= 2 buah
Tebal pelat baja	h_p	= 1,6 mm
Jumlah lapisan pelat baja	n	= 3 buah

4.9.4 Efek Gempa pada Elastomer

Analisis beban gempa berdasarkan pada SNI 2833 : 201x
Perencanaan Jembatan terhadap Beban Gempa adalah sebagai berikut :

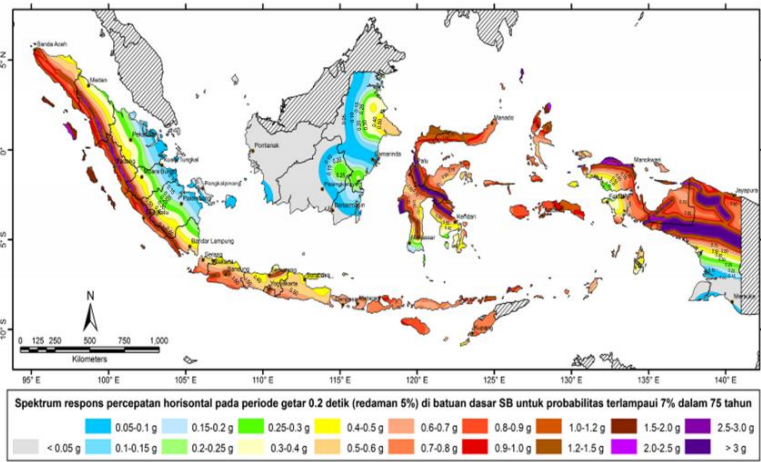
Zona gempa : Zona 3
Wilayah :ertosono
Jenis tanah : Tanah sedang

Hasil perhitungan respon spectrum :



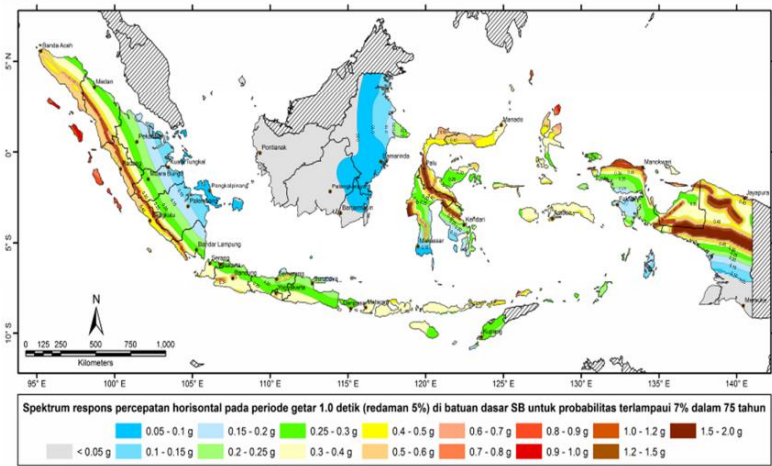
Gambar 4.18 Peta Percepatan Puncak di Batuan Dasar (PGA) untuk probabilitas terlampaui 7% dalam 75 tahun

$PGA = 0,2$
 $F_{PGA} = 1,4$



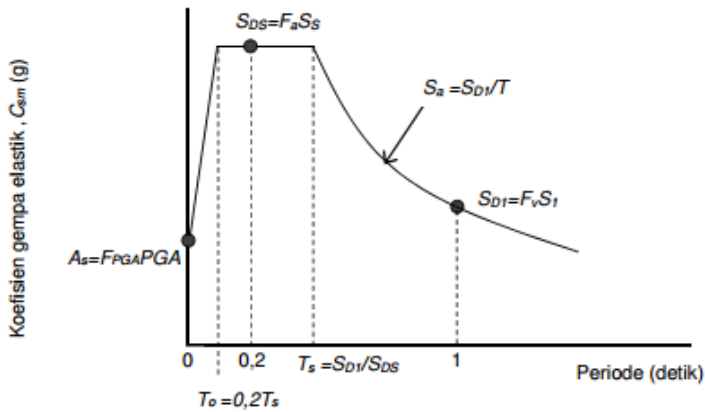
Gambar 4.19 Peta Respon Spektra percepatan 0,2 detik di Batuan Dasar untuk probabilitas terlampaui 7% dalam 75 tahun

$S_s = 0,4$
 $F_a = 1,66$



Gambar 4.20 Peta Respon Spektra Percepatan 1 detik di Batuan Dasar untuk probabilitas terlampaui 7% dalam 75 tahun

$S_1 = 0,2$
 $F_v = 2$



Gambar 4.21 Bentuk Tipikal Respon Spektra di Permukaan tanah

$$\begin{aligned}
 A_s &= F \text{ PGA} \times \text{PGA} \\
 &= 1,4 \times 0,2 \\
 &= 0,28 \\
 S_{ds} &= F_a \times S_s \\
 &= 1,66 \times 0,4 \\
 &= 0,66 \\
 S_{d1} &= F_v \times S_1 \\
 &= 2 \times 0,2 \\
 &= 0,4 \\
 T_s &= S_{d1} / S_{ds} \\
 &= 0,4 / 0,66 \\
 &= 0,6 \\
 T_0 &= 0,2 T_s \\
 &= 0,2 \times 0,6 \\
 &= 0,12
 \end{aligned}$$

Hubungan elemen struktur	= Bangunan atas dengan kepala jembatan
Faktor modifikasi respon	$R = 0,8$
Periode rencana	$T = 0,2 \text{ detik } (T_0 < T < T_s)$
Koefisien respon elastic	$C_{sm} = S_{ds} = 0,66$
Berat bangunan atas	$W = 1302 \text{ kN}$

Analisis beban gempa statis ekuivalen

Analisis beban gempa berdasarkan pada RSNI 2833:201x
Perancangan jembatan Terhadap beban Gempa.

Perhitungan beban gempa adalah sebagai berikut :

$$Eq = \frac{C_{sm} \times W}{R}$$

Beban gempa akibat bangunan baah,

$$Eq = \frac{C_{sm} \times W \text{ bang. bawah}}{R}$$

$$= \frac{0,66 \times 1302 \text{ kN}}{0,8}$$

$$= 1081 \text{ kN}$$

Maka beban gempa pada satu elastomer adalah, $H = 1081 \text{ kN}$.

4.9.5 Kontrol Deformasi Akibat Gempa

Deformasi geser ijin elastomer = 30% H elastomer
 $= 30\% \times 45 \text{ mm}$
 $= 13,4 \text{ mm}$

Deformasi yang terjadi (Output SAP) = 2.8 mm

Control , deformasi ijin > deformasi yang terjadi

$13,4 \text{ mm} > 2,8 \text{ mm}$ **OK**

BAB V

PERENCANAAN BANGUNAN BAWAH

5.1 Abutment 1

5.1.1 Desain Abutment 1

Abutment terdiri dari beberapa elemen, yaitu pondasi, pile cap, korbel, breast wall dan longitudinal stopper. Analisis pembebanan untuk abutment terdiri dari beban pada bangunan atas baik beban hidup dan beban mati, beban mati abutment sendiri, beban rem, beban angin, beban tekanan tanah aktif, tekanan tanah dinamis dan beban gempa arah X dan Y.

Berikut adalah analisis pembebanan serta elemen – elemen penyusun abutment.

- Elevasi muka tanah asli : + 50
- Elevasi lantai kendaraan : + 54,89
- Tinggi abutment rencana : 4,89 m
- Lebar pilar : 18 m
- Panjang bentang jembatan : 45 m
- Pondasi : Tiang bor
- Diameter pondasi tiang : 1,2 m

5.1.2 Analisis Pembebanan Abutment 1

A. Beban Mati Bangunan Atas

Panjang bentang jembatan 45 m.

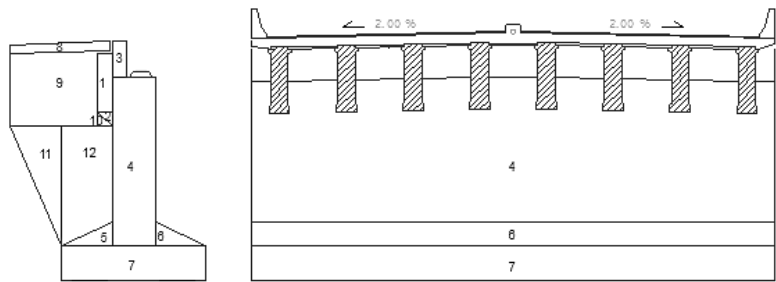
Tabel 5.1 Beban Mati Bangunan Atas

No	Jenis Beban	V (kN)
1	Tiang sandaran	34.5
2	Instalasi tiang PJU	20
3	Aspal + air hujan	2599.92
4	RC plat	882

5	Plat lantai kendaraan	6986.25
6	Girder	8715.51
7	Diafragma	1795.64
Wt kiri		21033.82
1/2 Wt kiri		10516.91

B. Beban Sendiri Abutment

Dalam perhitungan beban mati abutment dibagi atas beberapa segmen, hal tersebut untuk memudahkan dalam analisis. Analisis beban mati abutment didapat dari volume setiap segmen dikalikan dengan berat jenis beton, kemudian dihitung statis momen titik berat pilar terhadap center pilar.



Gambar 5.1 Penampang Abutment

Perhitungan berat sendiri abutment :

Tabel 5.2 Perhitungan Berat Sendiri Abutment

Segmen	p	l	t	Volume	Berat (w)	X	Z
	(m)	(m)	(m)	(m ³)	(kN)	(m)	(m)
1	18	0.5	2	18	396	-1.05	6.800
2	18	0.5	0.5	4.5	99	-0.966667	5.467
3	18	0.5	1.2	10.8	237.6	-0.55	7.600
4	18	1.6	5.8	167.04	3674.88	0	4.100
5	18	1.7	0.8	24.48	538.56	-0.566667	1.467
6	18	1.7	0.8	24.48	538.56	0.566667	1.467
7	18	5	1.2	108	2376	0	0.600
8	18	3.5	0.4	25.2	554.4	-2.55	4.000
9	0.3	3	2.5	4.5	99	-2.3	1.750
10	0.3	0.5	0.5	0.15	3.3	-0.966667	0.333
11	0.3	1.8	4.1	4.428	97.416	-1.7	6.150
12	0.3	1.7	4.1	4.182	92.004	-1.933333	2.733
Σ					8614.716		

Perhitungan statis momen abutment :

Tabel 5.3 Perhitungan Statis Momen Abutment

Segmen	w.X	w.Z
	(kN.m)	(kN.m)
1	-415.8	2692.8
2	-95.7	541.2
3	-130.7	1805.8
4	0.0	15067.0
5	-305.2	789.9
6	305.2	789.9
7	0.0	1425.6
8	-1413.7	2217.6
9	-227.7	173.3
10	-3.2	1.1
11	-165.6	599.1
12	-177.9	251.5
Σ	-2630.3	26354.7

Sehingga didapat titik berat abutment 1,

$$X = \frac{W \cdot X}{W \text{ total}} = \frac{2630,3 \text{ kN.m}}{8614,7 \text{ kN}} = -0,305 \text{ m}$$

(di sebelah kiri o)

$$Z = \frac{W \cdot Z}{W \text{ total}} = \frac{26354,7 \text{ kN.m}}{8614,7 \text{ kN}} = 3,06 \text{ m}$$

C. Beban Lajur “D”

Beban lajur “D” terdiri dari beban garis terbagi (BGT) dan beban terbagi rata (BTR) dimana ditempatkan melintang pada lebar penuh dari lantai kendaraan.

Asumsi pembebanan BGT dan BTR seperti ditunjukkan pada gambar dibawah :

- Panjang jembatan (L) = 45,6 m
- Lebar lantai kendaraan (B) = 18 m
- Beban BGT (P BGT) = 49 kN/m
- Beban BTR (q BTR) = 7,5 kN/m²
- Factor beban (DLA) = 40%

Akibat beban terbagi rata (BTR),

$$\begin{aligned}
 P \text{ BTR} &= [(5,5 \text{ m} \times q \text{ BTR}) + (b - 5,5 \text{ m}) \times \frac{1}{2} \times q \text{ BTR}] \times L \\
 &= [(5,5 \text{ m} \times 7,5 \text{ kN/m}^2) + (18 \text{ m} - 5,5 \text{ m}) \times \frac{1}{2} \times 7,5 \\
 &\quad \text{kN/m}^2] \times 45,6 \text{ m} \\
 &= 3965,625 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Akibat beban garis terbagi (BGT),

$$\begin{aligned}
 P \text{ BGT} &= [5,5 \text{ m} \times P \text{ BGT} \times (1+DLA)] + [b - 5,5 \text{ m} \times (\frac{1}{2} \times P \text{ BGT} \\
 &\quad \times (1+DLA))] \\
 &= [5,5 \text{ m} \times 49 \text{ kN/m} \times 1,4] + [18 \text{ m} - 5,5 \text{ m} \times (\frac{1}{2} \times 49 \\
 &\quad \text{kN/m} \times 1,4)] \\
 &= 806,05 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Total beban lajur "D"} &= P \text{ BGT} + P \text{ BTR} \\
 &= 3965,625 \text{ kN} + 806,05 \text{ kN} \\
 &= 4771,675 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

D. Beban angin

Perhitungan beban angin mengacu pada RSNI T-02-2005 Perencanaan Pembebanan pada Jembatan. Beban angin pada bangunan atas tergantung pada luas ekivalen diambil sebagai luas padat jembatan dalam elevasi proyeksi tegak lurus. Gaya nominal akibat angin bergantung pada kecepatan angin rencana.

Perhitungan beban angin adalah sebagai berikut :

$$Tew = 0,0006 \times Cw \times Vw^2 \times Ab$$

Dimana,

V_w = kecepatan angin = 25 m/s

A_b = luas bagian samping jembatan = $d \times L = 148,5 \text{ m}^2$

tinggi samping jembatan (d) = 3,3 m

bentang jembatan (L) = 45 m

rasio b/d = 5,45

C_w = koefisien seret = 1,28

$T_{ew} = 0,0006 \times C_w \times V_w^2 \times A_b$

$= 0,0006 \times 1,28 \times (25 \text{ m/s})^2 \times 148,5 \text{ m}^2$

$= 71,3 \text{ kN}$

E. Beban Rem

Perhitungan beban rem mengacu pada SNI 1725 - 2016.

Nilai beban rem diambil yang paling besar dari :

25% beban truk = 25% x 500 kN

= 125 kN

5% (beban truk + beban BTR) = 5% (500 kN + 3966 kN)

= 223 kN (menentukan)

Maka digunakan beban rem akibat beban truk dan beban terbagi rata (BTR)

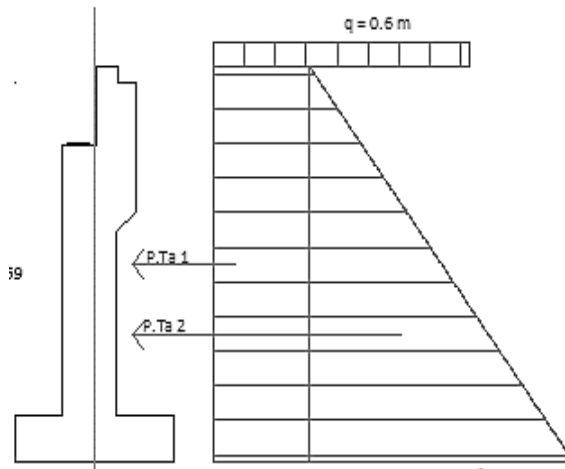
F. Beban Tekanan Tanah Aktif

Tinggi timbunan $H = 6,8 \text{ m}$

Berat jenis tanah $\gamma_t = 17 \text{ kN/m}^3$

Sudut geser tanah $\theta = 30^\circ$

Lebar abutment $B_y = 18 \text{ m}$



Gambar 5.2 Beban Tekanan Tanah

$$K_a = \tan^2 (45^\circ - \theta)$$

$$= \tan^2 (45^\circ - 30^\circ)$$

$$= 0,33$$

$$q = 0,6 \times \gamma_t$$

$$= 0,6 \text{ m} \times 17 \text{ kN/m}^3$$

$$= 10,2 \text{ kN/m}^2$$

$$P_{ta 1} = q \times K_a \times H \times B_y$$

$$= 10,2 \text{ kN/m}^2 \times 0,33 \times 6,8 \text{ m} \times 18 \text{ m}$$

$$= 416,16 \text{ kN}$$

$$P_{ta 2} = 0,5 \times K_a \times \gamma_t \times H^2 \times B_y$$

$$= 0,5 \times 0,33 \times 17 \text{ kN/m}^3 \times (6,8 \text{ m})^2 \times 18 \text{ m}$$

$$= 2358,24 \text{ kN}$$

$$P_{\text{total}} = P_{ta 1} + P_{ta 2}$$

$$= 2774,4 \text{ kN}$$

G. Beban Tekanan Tanah Dinamis

Berat jenis tanah

$$\gamma_t = 17 \text{ kN/m}^3$$

Sudut geser tanah

$$\theta = 30^\circ$$

Rencana sudut geser tembok = $2/3 \theta$ $\delta = 20^\circ$
 Sudut kemiringan timbunan $\alpha = 0^\circ$
 Sudut kemiringan timbunan tepi belakang tembok $\beta = 0^\circ$
 Koefisien tekana tanah aktif $K_a = 0,33$
 Koefisien gempa horizontal $K_h = 0,16$

$$\varphi = \tan^{-1} K_h$$

$$= 9,23^\circ$$

$$\mu = \left(1 + \sqrt{\frac{\sin(\theta+\delta) \sin(\theta-\varphi-\alpha)}{\cos(\delta+\beta+\theta) \cos(\beta-\theta)}} \right)^2$$

$$= 1,311$$

$$K_{ae} = \frac{\cos^2(\theta-\varphi-\beta)}{\mu \cos\varphi \cos^2\beta \cos(\delta+\beta+\varphi)}$$

$$= 0,774$$

$$E_{ae} = \frac{\gamma t \times H^2}{2} \times (1 - K_v) \times K_{ae}$$

$$= 304,26 \text{ kN/m} \times B_y$$

$$= 304,26 \text{ kN/m} \times 18 \text{ m}$$

$$= 5476,765 \text{ kN}$$

H. Beban Gempa

- **Analisis respon spektrum input SAP2000**

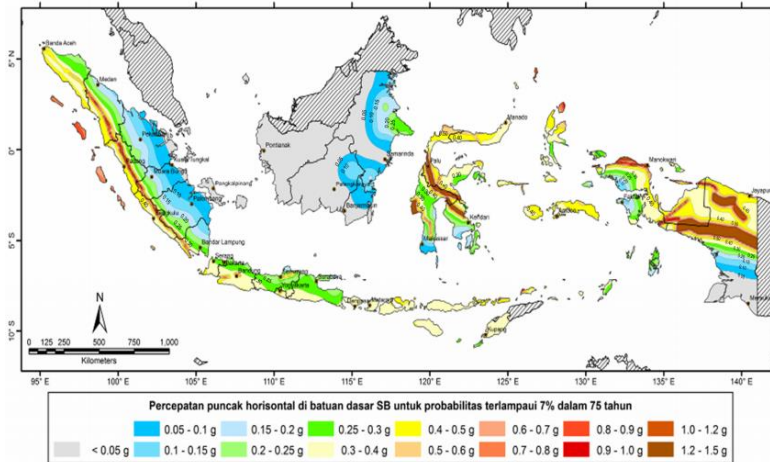
Analisis beban gempa berdasarkan pada SNI 2833 : 201x
Perencanaan Jembatan terhadap Beban Gempa adalah sebagai berikut :

Zona gempa : Zona 3

Wilayah : Kertosono

Jenis tanah : Tanah sedang

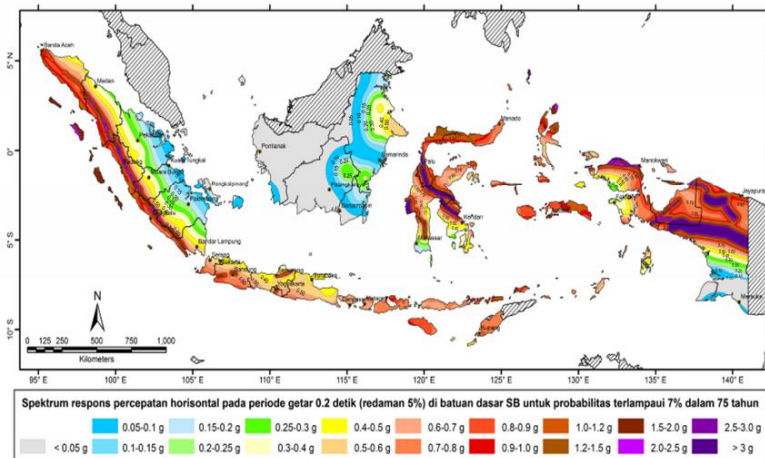
Hasil perhitungan respon spectrum :



Gambar 5.3 Peta percepatan puncak di batuan dasar (PGA) untuk probabilitas terlampaui 7% dalam 75 tahun.

$PGA = 0,2$

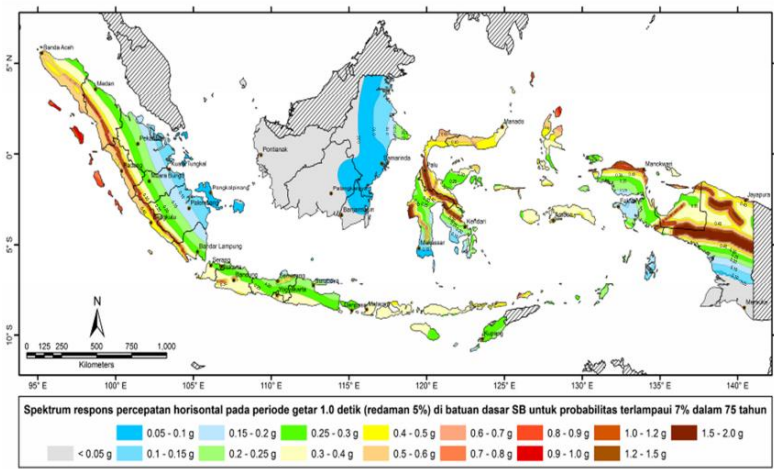
$F_{PGA} = 1,4$



Gambar 5.4 Peta respon spektra percepatan 0,2 detik di batuan dasar untuk probabilitas terlampaui 7% dalam 75 tahun

$S_s = 0,4$

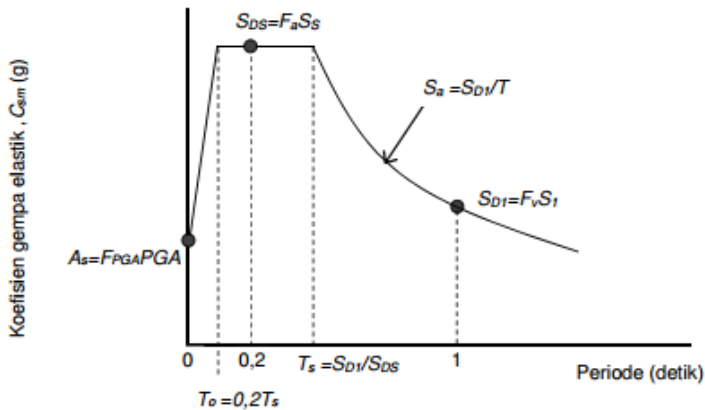
$F_a = 1,66$



Gambar 5.5 Peta respon spektra percepatan 1 detik di batuan dasar untuk probabilitas terlampaui 7% dalam 75 tahun

$S_1 = 0,2$

$F_v = 2$



Gambar 5.6 Bentuk tipikal respon spektra di permukaan tanah

$$\begin{aligned} A_s &= F_{PGA} \times PGA \\ &= 1,4 \times 0,2 \\ &= 0,28 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} S_{ds} &= F_a \times S_s \\ &= 1,66 \times 0,4 \\ &= 0,4 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} S_{d1} &= F_v \times S_1 \\ &= 2 \times 0,2 \\ &= 0,4 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} T_s &= S_{d1} / S_{ds} \\ &= 0,4 / 0,66 \\ &= 0,6 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} T_0 &= 0,2 T_s \\ &= 0,2 \times 0,6 \\ &= 0,12 \end{aligned}$$

Klasifikasi operasional = Jembatan sangat penting

Faktor modifikasi respon $R = 1,5$

Periode rencana $T = 0,2 \text{ detik } (T_0 < T < T_s)$

Koefisien respon elastic $C_{sm} = S_{ds} = 0,66$

- **Analisis beban gempa statis ekuivalen**

Analisis beban gempa berdasarkan pada RSNI 2833:201x Perancangan jembatan Terhadap beban Gempa.

Fly over Kertosono memiliki klasifikasi operasional sebagai flyover sangat penting dengan nilai modifikasi respon (R) sebesar 1,5.

Perhitungan beban gempa adalah sebagai berikut :

$$Eq = \frac{C_{sm} \times W}{R}$$

Beban gempa akibat bangunan atas,

$$\begin{aligned} Eq &= \frac{C_{sm} \times W \text{ bang. atas}}{R} \\ &= \frac{0,66 \times 10516,9 \text{ kN}}{1,5} \\ &= 4655 \text{ kN} \end{aligned}$$

Beban mati akibat bangunan bawah,

$$\begin{aligned} Eq &= \frac{C_{sm} \times W \text{ bang. bawah}}{R} \\ &= \frac{0,66 \times 8614,72 \text{ kN}}{1,5} \\ &= 3813 \text{ kN} \end{aligned}$$

I. Rekap Pembebanan Abutment 1

Tabel 5.4 Rekap pembebanan pada abutment 1

Beban	V	Hx	Hy	x	y	z	Mx	My
	kN	kN	kN	m	m	m	kN.m	kN.m
1. Beban Tetap								
Abutment	8614.716			0.31			2630.272	
Sruktur atas kanan	10516.91			0.25			2629.228	
Tek. Tanah akktif 1		416.16				3.4	1414.944	
Tek. Tanah akktif 2		2358.24				2.27	5345.344	
2. Beban Hidup								
BTR kanan	3965.625			0.5			1982.813	
BGT kanan	806.05			0.5			403.025	
Rem		223.2813				7.6	1696.938	
Angin kanan			71.28			7.6		541.728
3. Gempa								
Struktur atas		4655.485	4655.485			7.6	35381.69	35381.69
Abutment		3813.448	3813.448			3.06	11666.34	11666.34
Tek. Tanah Dinamis		5476.765				3.40	18621	

5.1.3 Perhitungan Gaya Aksial pada Tiang Bor

5.1.3.1 Kombinasi Pembebanan

Berdasarkan pada pembebanan Abutment 1 diatas, langkah selanjutnya adalah dilakukan analisis terhadap gaya dan momen yang bekerja. Perhitungan gaya dan momen tersebut dipusatkan pada center pilecap.

Kombinasi 1 (D + L + Ta)

Tabel 5.5 Kombinasi 1

No	Beban	Fak. Beb.	V	Hx	Hy	Mx	My
			kN	kN	kN	kN.m	kN.m
1	Berat sendiri	1	19131.63			5259.499	
2	Beban lajur	1	4771.675			2385.838	
3	Beban rem	1		223.2813		1696.938	
4	Tekanan Tanah	1		2774.4		6760.288	
	Total		23903.3	2997.681	0	16102.56	0

Kombinasi 2 (D + L + Ta + Tew)

Tabel 5.6 Kombinasi 2

No	Beban	Fak. Beb.	V	Hx	Hy	Mx	My
			kN	kN	kN	kN.m	kN.m
1	Berat sendiri	1	19131.63			5259.499	
2	Beban lajur	1	4771.675			2385.838	
3	Tekanan Tanah	1		2774.4		6760.288	0
4	Beban rem	1		223.2813		1696.938	
5	Beban angin	1			71.28		541.728
	Total		23903.3	2997.681	71.28	16102.56	541.728

Kombinasi 3 (D + 0,5L + Ex + 30%Ey + Taq)

Tabel 5.7 Kombinasi 3

No	Beban	Fak. Beb.	V	Hx	Hy	Mx	My
			kN	kN	kN	kN.m	kN.m
1	Berat sendiri	1	19131.63			5259.499	
2	Beban gempa	1		8468.933	2540.68	47048.03	14114.41
3	Tekanan Tanah Dinamis	1		5476.765		18621	

4	Lajur "D"	0.5	2385.838			1192.919	
5	Beban rem	0.5		111.6406		848.4688	
	Total		21517.46	14057.34	2540.68	72969.91	14114.41

Kombinasi 4 (D + 0,5L + 30%Ex + Ey + Taq)

Tabel 5.8 Kombinasi 4

No	Beban	Fak. Beb.	V	Hx	Hy	Mx	My
			kN	kN	kN	kN.m	kN.m
1	Berat sendiri	1	19131.63			5259.499	
2	Beban gempa	1		2540.68	8468.933	14114.41	47048.03
3	Tekanan Tanah Dinamis	1		5476.765		18621	
4	Lajur "D"	0.5	2385.838			1192.919	
5	Beban rem	0.5		111.6406		848.4688	
	Total		21517.46	8129.085	8468.933	40036.29	47048.03

5.1.3.2 Perhitungan Gaya Aksial Tiang Bor

$$P_{aks} = \frac{P}{np} \pm \frac{My \cdot X}{\Sigma X^2} \pm \frac{Mx \cdot Y}{\Sigma Y^2}$$

Dimana,

P_{aks} = gaya aksial yang terjadi pada tiang bor (kN)

P = gaya aksial yang diterima tiang bor (kN)

M_y = momen yang bekerja tegak lurus sumbu y (kN.m)

M_x = momen yang bekerja tegak lurus sumbu x (kN.m)

X = jarak tiang arah sumbu x (m)

Y = jarak tiang arah sumbu y (m)

np = jumlah tiang bor (buah)

Tabel 5.9 Gaya Aksial Tiang Bor

No	x	y	x ²	y ²	Komb. 1	Komb. 2	Komb. 3	Komb. 4
	m	m	m ²	m ²	kN	kN	kN	kN
1	1.5	-8	2.25	64	1987.766	2023.881	1268.459	4287.374
2	1.5	-4	2.25	16	2189.048	2225.163	2180.583	4787.828
3	1.5	0	2.25	0	2390.33	2426.445	3092.707	5288.282
4	1.5	4	2.25	16	2591.612	2627.727	4004.831	5788.735

5	1.5	8	2.25	64	2792.894	2829.009	4916.955	6289.189
6	-1.5	-8	2.25	64	1987.766	1951.651	-613.4621	-1985.696
7	-1.5	-4	2.25	16	2189.048	2152.933	298.6619	-1485.243
8	-1.5	0	2.25	0	2390.33	2354.215	1210.786	-984.7889
9	-1.5	4	2.25	16	2591.612	2555.497	2122.91	-484.3352
10	-1.5	8	2.25	64	2792.894	2756.779	3035.034	16.1185
Σ			22.5	320				

Dari perhitungan gaya aksial yang terjadi pada abutment 1, maka didapat gaya aksial maksimum sebagai berikut :

P max = 6289,2 kN

P min = -1985,7 kN

5.1.4 Analisa Daya Dukung Tanah

Dari perhitungan gaya aksial pada tiang bor diatas dapat diketahui nilai maksimum (P_{max}) gaya aksial tiang bor adalah sebesar 6289,2 kN.

Perhitungan daya dukung tanah berdasarkan tiang bor yang berdiamter 1,2 m dan berdasarkan pada hasil penyelidikan tanah SPT berdasarkan rumus dan hasilnya ditunjukkan pada table di bawah berikut :

$$Ra = \frac{1}{FK} (Ru + Ws) + Ws - W$$

$$Ru = \frac{qc \times AP}{FK1} + \frac{\Sigma(li \times fi) \times Ast}{FK2}$$

Dimana,

- Ra = daya dukung ijin tekan tiang (ton)
- Ru = daya dukung batas pada tanah pondasi (ton)
- Ws = berat efektif tanah yang dipindahkan oleh tiang (ton)
- W = berat efektif tiang dan tanah didalam tiang (ton)
- qc = 20N untuk silt/clay, 40N untuk sand
- N = Nilai N-SPT
- Ap = luas penampang tiang (m^2)
 - = $\frac{1}{4} \times \pi \times D^2$
 - = $\frac{1}{4} \times \pi \times (1,2 \text{ m})^2$
 - = $1,13 \text{ m}^2$
- Ast = keliling penampang tiang (m)
 - = $\pi \times D$
 - = $\pi \times 1,2 \text{ m}$
 - = $3,77 \text{ m}$
- li = panjang segmen tiang yang di tinjau (m)
- fi = gaya geser pada selimut segmen tiang ($N/2 \leq 12$ untuk tanah berpasir dan kohesif)
- FK = factor keamanan, $FK1 = 3$, $FK2 = 5$

Tabel 5.10 Perhitungan gaya geser pada selimut tiang

NO	Kedalaman		Ketebalan lapisan li (m)	Jenis Tanah	N-SPT	qc t/m ²	Ap	Ast	fi (t/m ²)	li. fi (t/m)	Σ li.fi
							m ²	m			t/m
1	0	3.5	3.5	lempung berpasir	10	200	1.13	3.77	5	17.5	17.5
2	3.5	5.5	2	pasir	7	280	1.13	3.77	3.5	7	24.5
3	5.5	7.5	2	lempung berlanau sedikit berpasir	11	220	1.13	3.77	5.5	11	35.5
4	7.5	9.5	2		9	180	1.13	3.77	4.5	9	44.5
5	9.5	11.5	2		14	280	1.13	3.77	7	14	58.5
6	11.5	13.5	2		12	240	1.13	3.77	6	12	70.5
7	13.5	15.5	2		11	220	1.13	3.77	5.5	11	81.5
8	15.5	17.5	2	lempung berlanau berpasir kerikil	19	380	1.13	3.77	9.5	19	101
9	17.5	19.5	2		13	260	1.13	3.77	6.5	13	114
10	19.5	21.5	2		47	940	1.13	3.77	12	24	138
11	21.5	23.5	2		25	500	1.13	3.77	12	24	162
12	23.5	25.5	2	pasir berkerikil	31	1240	1.13	3.77	12	24	186
13	25.5	27.5	2		43	1720	1.13	3.77	12	24	210
14	27.5	28.5	1		50	2000	1.13	3.77	12	12	222

15	28.5	29.5	1	kerikil	50	2000	1.13	3.77	12	12	234
16	29.5	30.5	1		50	2000	1.13	3.77	12	12	246
17	30.5	31.5	1		50	2000	1.13	3.77	12	12	258
18	31.5	32.5	1		50	2000	1.13	3.77	12	12	270
19	32.5	33.5	1		50	2000	1.13	3.77	12	12	282
20	33.5	34.5	1		50	2000	1.13	3.77	12	12	294
21	34.5	35.5	1		50	2000	1.13	3.77	12	12	306
22	35.5	36.5	1		50	2000	1.13	3.77	12	12	318
23	36.5	37.5	1		50	2000	1.13	3.77	12	12	330
24	37.5	38.5	1		50	2000	1.13	3.77	12	12	342
25	38.5	39.5	1		50	2000	1.13	3.77	12	12	354
26	39.5	40.5	1		50	2000	1.13	3.77	12	12	366
27	40.5	41.5	1		50	2000	1.13	3.77	12	12	378
28	41.5	42.5	1		50	2000	1.13	3.77	12	12	390
29	42.5	43.5	1		50	2000	1.13	3.77	12	12	402
30	43.5	44.5	1		50	2000	1.13	3.77	12	12	414
31	44.5	45.5	1		50	2000	1.13	3.77	12	12	426

Direncanakan kedalaman bored pile = 30 m

Maka nilai daya dukung tanah pada kedalaman tersebut adalah sebagai berikut :

$$\begin{aligned}
 Ru &= \frac{qc \times AP}{FK1} + \frac{\Sigma(li \times fi) \times Ast}{FK2} \\
 &= \frac{2000 \frac{t}{m^2} \times 1,13 m^2}{3} + \frac{246 \frac{t}{m^2} \times 3,77 m}{5} \\
 &= 939 \text{ ton} \\
 Ra &= \frac{1}{FK} (Ru + Ws) + Ws - W \\
 &= 939 \text{ ton} - 19,2 \text{ ton} + 57,750 \text{ n} - 84,8 \text{ ton} \\
 &= 893 \text{ ton} \\
 &= 8927,15 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

5.1.5 Perhitungan Daya Dukung Bahan Tiang Bor

Perhitungan daya dukung berdasarkan kekuatan bahan ditujukan untuk mengontrol gaya aksial tekan yang terjadi pada tiang bor yang berdiameter 1,2 m.

Daya dukung bahan tiang bor di hitung berdasarkan rumus dan hasilnya dapat dilihat sebagai berikut :

$$\sigma_b = 0,33 \times f_{c'}$$

$$P_a = \sigma_b \times A_{\text{tiang}}$$

Dimana,

$$\sigma_b = \text{tegangan tekan beton ijin (MPa)}$$

$$f_{c'} = \text{kekuatan tekan beton (41,5 MPa)}$$

$$P_a = \text{daya dukung ijin tekan tiang (N)}$$

$$A_{\text{tiang}} = \text{luas penampang tiang bor (mm}^2\text{)}$$

Tegangan tekan beton ijin,

$$\sigma_b = 0,33 \times f_{c'}$$

$$= 0,33 \times 41,5 \text{ MPa}$$

$$= 13,7 \text{ MPa}$$

Daya dukung ijin tekan tiang,

$$\begin{aligned}
 Pa &= \sigma_b \times A \text{ tiang} \\
 &= 13,7 \text{ MPa} \times 1130973,4 \text{ mm}^2 \\
 &= 15488680 \text{ N} \\
 &= 15488,68 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

5.1.6 Perhitungan Daya Dukung Cabut Tiang Bor

Perhitungan daya dukung ijin tarik tiang bor ditujukan untuk mengontrol gaya Tarik yang terjadi pada tiang bor.

Rumus yang digunakan untuk menghitung daya dukung ijin Tarik tiang adalah sebagai berikut :

$$P_{ta} = \frac{(\sum \text{lixi} \times A_{st}) \times 0,7}{FK2} + W_p$$

Dimana :

$$W_p = \text{berat 1 tiang (84,4 ton)}$$

Maka nilai daya dukung ijin Tarik tiang adalah sebagai berikut :

$$\begin{aligned}
 P_{ta} &= \frac{\left(246 \frac{\text{t}}{\text{m}} \times 4,71 \text{ m}\right) \times 0,7}{5} + 84,4 \text{ t} \\
 &= 214 \text{ t} \\
 &= 2144 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

5.1.7 Efisiensi Tiang Bor

Untuk menghitung daya dukung tiang kelompok direncanakan konfigurasi dan efisiensi efisiensinya.

Efisiensi tiang kelompok dihitung dengan rumus Converse - Labbare sebagai berikut :

$$\eta = 1 - \tan^{-1} \frac{d}{s} \times \frac{(n-1)m + (m-1)n}{90 \times m \times n}$$

Dimana,

η = koefisien kelompok tiang bor

d = diameter tiang bor = 1,2 m

s = jarak antar tiang tegak lurus sumbu x = 3,6 mm

m = jumlah tiang dalam satu kolom = 2 buah

n = jumlah tiang dalam satu baris = 5 buah

$$\begin{aligned}\eta &= 1 - \tan^{-1} \frac{d}{s} \times \frac{(n-1)m + (m-1)n}{90 \times m \times n} \\ &= 1 - \tan^{-1} \frac{1,2 \text{ m}}{3,6 \text{ m}} \times \frac{(5-1)2 + (2-1)5}{90 \times 2 \times 5} \\ &= 0,73\end{aligned}$$

5.1.8 Kontrol Terhadap Gaya Aksial Vertikal

Daya dukung suatu tiang harus ditinjau berdasarkan kekuatan tanah dan kekuatan bahan penyusun tiang tersebut.

- **Berdasarkan daya dukung tanah**

Berdasarkan analisa perhitungan daya dukung tanah di atas didapatkan besarnya daya dukung ijin tanah terhadap pondasi tiang bor dengan diameter 1,2 m dengan kedalaman 30 m diperoleh nilai P ijin sebagai berikut :

$$\eta \times P_a > P_{\max}$$

$$0,73 \times 8927,15 \text{ kN} \quad \text{kN} > 6289,2 \text{ kN}$$

$$6549 \text{ kN} > 6289,2 \text{ kN}$$

OK

- **Berdasarkan kekuatan bahan**

Kekuatan tekan ijin terhadap gaya aksial vertikal untuk tiang bor berdiameter 1,2 m adalah sebesar 15488,7 kN.

Sedangkan beban aksial tekan maksimal (P max) yang diterima tiang adalah sebesar :

$$15488,7 \text{ kN} > 6289,2 \text{ kN}$$

OK

- **Berdasarkan daya dukung cabut**

Kekuatan ijin cabut/tarik satu tiang bor adalah sebesar 2143 kN.

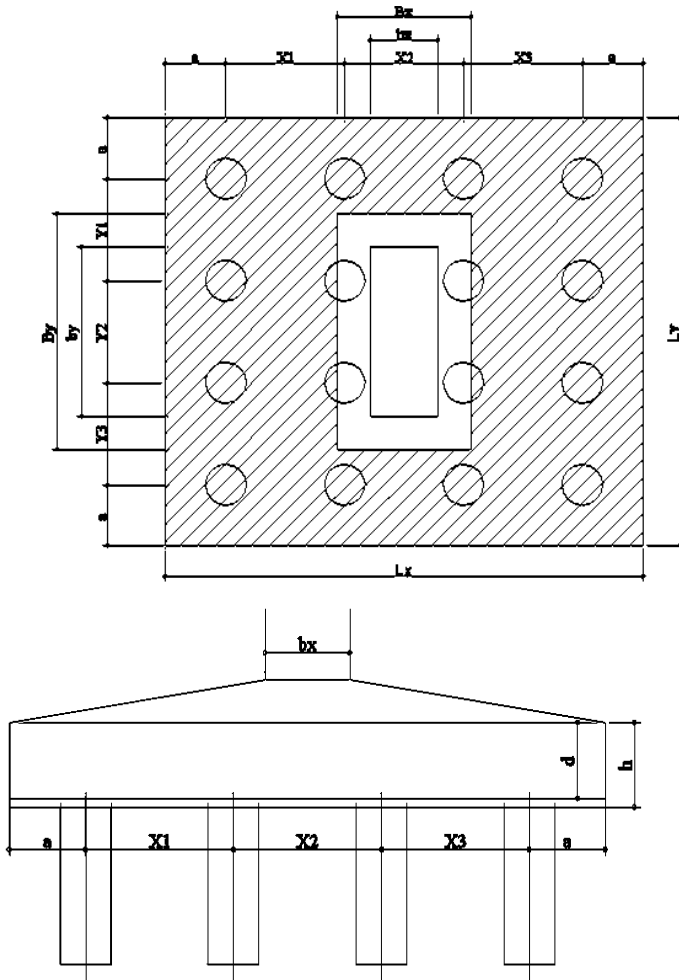
Sedangkan beban aksial tekan maksimal (P_{max}) yang diterima tiang adalah sebesar :

$$2143 \text{ kN} > 1985,7 \text{ kN}$$

OK

5.1.9 Kontrol terhadap Geser Pons

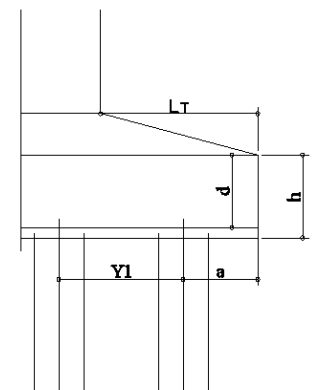
A. Geser Pons Kolom Terhadap Pile Cap



Lebar kolom $b_x = 18 \text{ m}$
Panjang kolom $b_y = 1,5 \text{ m}$
Tinggi pile cap $h = 1,2 \text{ m}$
Selimut beton $d' = 0,05 \text{ m}$
Tebal efektif pile cap $d = h - d' = 1,15 \text{ m}$
Lebar bidang geser pons arah Y $B_y = b_y = 18 \text{ m}$
Lebar bidang geser pons arah X $B_x = b_x + d = 2,65 \text{ m}$
Gaya geser pons akibat beban pada kolom $P_{uk} = 23903,3 \text{ kN}$
Keliling bidang kritis geser pons,
 $b_o = 2x(B_x+B_y) = 41,3 \text{ m}^2$
Kuat geser pons,
 $\phi \times V_c \text{ pons} = 0,6 \times 1/3 \times \sqrt{f'_c} \times b_o \times d = 61193 \text{ kN}$

Kontrol,
 $V_u \text{ pons} < \phi V_c \text{ pons}$
 $23903,3 \text{ kN} < 61193 \text{ kN} \quad \text{OK}$

B. Geser Pons Tiang Bor Terhadap pile Cap



Gambar 5.8 Geser Pons Kolom Abutment

Gaya aksial pada tiang bor $P_{aks} = 6289,2 \text{ kN}$

$$\begin{aligned}
 \text{Jarak antara tiang bora rah x} & \quad X & = 3,6 \text{ m} \\
 \text{Jarak antar tiang bora rah y} & \quad Y & = 3 \text{ m} \\
 \text{Jarak tiang bor ke tepi pile cap} & \quad a & = 1,8 \text{ m} \\
 \text{Tinggi pile cap} & \quad h & = 1,2 \text{ m} \\
 \text{Selimut beton} & \quad d' & = 0,05 \text{ m} \\
 \text{Tebal efektif pile cap} & \quad d = h - d' & = 1,15 \text{ m} \\
 \text{Keliling bidang geser pons,} & & \\
 b_o = 2 \times (\frac{1}{2}X + a) + 2 \times (\frac{1}{2}Y + a) & & = 10,6 \text{ m} \\
 \text{Kuat geser pons,} & & \\
 \phi \times V_c \text{ pons} & = 0,6 \times \frac{1}{3} \times \sqrt{f'_c} \times b_o \times d & \\
 & = 15705,7 \text{ kN} &
 \end{aligned}$$

Kontrol,

$$\begin{aligned}
 V_u \text{ pons} & < \phi V_c \text{ pons} \\
 6289,2 \text{ kN} & < 15705,7 \text{ kN} \quad \text{OK}
 \end{aligned}$$

5.1.10 Kontrol Stabilitas Abutment 1

5.1.10.1 Kontrol Stabilitas Guling

Syarat, $\frac{\text{Momen penahan}}{\text{Momen guling}} > 1,1$ (Titik guling berada di titik A)

Tabel 5.11 Gaya Penahan Abutment

Gaya Penahan	V	Lengan	Faktor Ultimit	Momen
	kN	m		kN.m
Beban bangunan atas	10516.91	2.3	1.3	31445.56
Beban abutment	8614.716	2.805323	1.3	31417.18
			TOTAL	62862.74

Tabel 5.12 Gaya Guling Abutment

Gaya Guling	V	Lengan	Faktor Ultimit	Momen
	kN	m		kN.m
Tekanan tanah aktif 1	416.16	3.4	1.25	1768.68
Tekanan tanah aktif 2	2358.24	2.266667	1.25	6681.68
			TOTAL	8450.36

$$\frac{\text{Momen penahan}}{\text{Momen guling}} > 1,1$$

$$\frac{62862,74 \text{ kN}}{8450,36 \text{ kN}} > 1,1$$

$$7,4 > 1,1 \quad \text{OK}$$

5.1.10.2 Kontrol Stabilitas Geser

Syarat, $\frac{\Sigma \text{Penahan lateral}}{\Sigma \text{Gaya lateral}} > 1,1$

Tahanan Lateral Ultimit,

Tahanan lateral abutment	W abt	= 8616,7 kN
Sudut geser tanah	θ	= 30°
Kohesi tanah	Cu	= 45 KPa
Kohesi tanah reduksi	Cu'	= Krc x Cu
		= 0,7 x 45 KPa
		= 31,5 kN/m ²
Luas bidang kontak efektif	A eff	= B x L
		= 18 m x 5 m
		= 90 m ²
Rs1	= 0,4 x A eff x Cu'	
	= 0,4 x 90 m ² x 31,5 kN/m ²	
	= 1134 kN	
Rs2	= W abt x tan θ	
	= 8614,7 kN x tan 30°	
	= 4973,7 kN	
Tahanan lateral total,		
ΣR_s	= Rs1 + Rs2	
	= 6107,7 kN	

Gaya Lateral Ultimit,

Tinggi timbunan	H	= 3 m
Berat jenis tanah	γ_t	= 17 kN/m ³
Sudut geser tanah	θ	= 30°
	Tan θ	= 0,58

Sudut geser tanah reduksi,

$$\begin{aligned}\theta' &= \tan^{-1} (0,8 \times \tan \theta) \\ &= \tan^{-1} (0,8 \times 0,58) \\ &= 24,8^\circ\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}K_a &= \frac{1 - \sin \theta'}{1 + \sin \theta'} \\ &= 0,41\end{aligned}$$

Tekanan tanah lateral,

$$\begin{aligned}P_a &= 0,5 \times \gamma_t \times H^2 \times K_a \\ &= 0,5 \times 17 \text{ kN/m}^3 \times (3\text{m})^2 \times 0,41 \\ &= 31,3 \text{ kN/m}\end{aligned}$$

Tekanan tanah akibat labisan 0,6 m,

$$\begin{aligned}P_a \times T &= \gamma_t \times 0,6 \text{ m} \times H^2 \times K_a \\ &= 17 \text{ kN/m}^3 \times 0,6 \text{ m} \times (3\text{m})^2 \times 0,41 \\ &= 12,5 \text{ kN/m}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\Sigma \text{ Gaya lateral} &= P_a + P_a \times T \\ &= 31,3 \text{ kN/m} + 12,5 \text{ kN/m} \\ &= 43,8 \text{ kN/m}\end{aligned}$$

Kohesif,

$$\begin{aligned}P_T &= (\gamma_t \times H) - 2C_u \\ &= 51 \text{ kN/m}^2 - 63 \text{ kN/m}^2 \\ &= -12 \text{ kN/m}^2 \times 1 \text{ m} \\ &= -12 \text{ kN/m}\end{aligned}$$

Gaya lateral total,

$$\begin{aligned}\Sigma \text{ Gaya lateral ultimit} &= (\text{Gaya lateral akibat tanah} + \text{gaya akibat kohesif}) \times B \\ &= (43,8 \text{ kN} - 12 \text{ kN/m}) \times 18 \text{ m} \\ &= 572,3 \text{ kN}\end{aligned}$$

$$\frac{\Sigma \text{ Penahan lateral}}{\Sigma \text{ Gaya lateral}} > 1,1$$

$$\frac{6107,7 \text{ kN}}{572,3 \text{ kN}} > 1,1$$

$$10,7 > 1,1 \quad \text{OK}$$

5.1.11 Desain Pile Cap Abutment 1

5.1.11.1 Data Perencanaan Pile Cap Ab 1

Tinggi pile cap	H	= 1,2 m
Lebar pile cap	L	= 5 m
Panjang pile cap	B	= 18 m
Diameter tulangan pokok	\emptyset_p	= 32 mm
Luas tulangan pokok	A_p	= 804 mm ²
Diameter tulangan geser	\emptyset_g	= 16 mm
Luas tulangan geser	A_g	= 201 mm ²
Tebal selimut beton	d'	= 50 mm
Tebal efektif beton	d	= 1105,5 mm
Tegangan leleh baja > 12 mm	f_y	= 400 MPa
Tegangan leleh baja < 12 mm	f_y	= 240 MPa
Kuat tekan beton	f_c'	= 41,5 Mpa
Modulus elastis beton	E_c	= 30277,6 MPa

5.1.11.2 Analisa Pembebanan Pile Cap Ab 1

Tabel 5.13 Rekap pembebanan pile cap Ab 1

Beban	V	Hx	Hy	x	z	Mx	My
	kN	kN	kN	m	m	kN.m	kN.m
1. Beban Tetap							
Abutment	8614.716			0.31		2630.2716	
Sruktur atas kanan	10516.91			0.25		2629.2275	
Tek. Tanah akktif 1		416.16			3.4	1414.944	
Tek. Tanah akktif 2		2358.24			2.27	5345.344	
2. Beban Hidup							
BTR kanan	3965.625			0.5		1982.8125	
BGT kanan	806.05			0.5		403.025	
Rem		223.28125			7.6	1696.9375	
Angin kanan			71.28		7.6		541.728
3. Gempa							
Struktur atas		4655.4855	4655.4855		7.6	35381.69	35381.69
Abutment		3813.4476	3813.4476		3.06	11666.338	11666.338

Tek. Tanah Dinamis		5476.7645			3.4	18620.999	
--------------------	--	-----------	--	--	-----	-----------	--

Kombinasi 1 (1.3D + 1.8L + 1.8Tb + 1.2Tew + 1.25Ta)

Tabel 5.14 Kombinasi 1 pile cap Ab 1

No	Beban	Fak. Beb.	Vu	Hu x	Hu y	Mu x	Mu y
			kN	kN	kN	kN.m	kN.m
1	Berat bang. Atas	1.3	13671.983			3417.9958	
2	Berat bang. Bawah	1.3	11199.131			3419.3531	
3	Beban lajur	1.8	8589.015			4294.5075	
4	Tekanan Tanah	1.25		3468		8450.36	
5	Beban rem	1.8		401.90625		3054.4875	
6	Beban angin	1.2			85.536		650.0736
	Total		33460.129	3869.9063	85.536	22636.704	650.0736

Kombinasi 2 (1.3D + 30%Ex + 1Ey + 1.25Taq)

Tabel 5.15 Kombinasi 2 pile cap Ab 1

No	Beban	Fak. Beb.	Vu	Hu x	Hu y	Mu x	Mu y
			kN	kN	kN	kN.m	kN.m
1	Berat sendiri	1.3	24871.114			6837.3488	
2	Beban gempa	1		2540.6799	8468.9331	14114.408	47048.028
3	Tek. Tanah dinamis	1.25		6845.9556		23276.249	
	Total		24871.114	9386.6356	8468.9331	44228.006	47048.028

Kombinasi 3 (1.3D + 1Ex + 30%Ey + 1.25Taq)

Tabel 5.16 Kombinasi 3 pile cap Ab 1

No	Beban	Fak. Beb.	Vu	Hu x	Hu y	Mu x	Mu y
			kN	kN	kN	kN.m	kN.m
1	Berat sendiri	1.3	24871.114			6837.3488	
2	Beban gempa	1		8468.9331	2540.6799	47048.028	14114.408
3	Tek. Tanah dinamis	1.25		6845.9556		23276.249	
	Total		24871.114	15314.889	2540.6799	77161.626	14114.408

5.1.11.3Analisa Struktur Pile Cap Ab 1

A. Perhitungan Gaya Aksial Bored Pile

$$P_{max} = \frac{Pu}{np} \pm \frac{My \cdot X}{\Sigma X^2} \pm \frac{Mx \cdot Y}{\Sigma Y^2}$$

Dimana :

Pmax = beban maksimal yang diterima tiang bor

Pu = gaya aksial yang terjadi

My = momen yang bekerja tegak lurus sumbu Y

Mx = momen yang bekerja tegak lurus sumbu X

X = jarak tiang arah sumbu X (3,6 m)

Y = jaralk tiang arah sumbu Y (3 m)

np = jumlah tiang bor (10 buah)

Tabel 5.17 Perhitungan gaya aksial bored pile Ab 1

No	x	y	x ²	y ²	Komb. 1	Komb. 2	Komb. 3
	m	m	m ²	m ²	kN	kN	kN
1	1.5	-7.2	2.25	51.8	2760.5538	4395.0909	1284.6934
2	1.5	-3.6	2.25	13	3074.9525	5009.3687	2356.3827
3	1.5	0	2.25	0	3389.3511	5623.6466	3428.0719
4	1.5	3.6	2.25	13	3703.7498	6237.9245	4499.7612
5	1.5	7.2	2.25	51.8	4018.1484	6852.2023	5571.4504
6	-1.5	-7.2	2.25	51.8	2673.8773	-1877.979	-597.2276
7	-1.5	-3.6	2.25	13	2988.276	-1263.701	474.46157
8	-1.5	0	2.25	0	3302.6746	-649.4238	1546.1508
9	-1.5	3.6	2.25	13	3617.0733	-35.14596	2617.8401
10	-1.5	7.2	2.25	51.8	3931.472	579.13191	3689.5293
			22.5	259			

B. Perhitungan Gaya dan Momen pada Pile Cap

Tabel 5.18 Perhitungan gaya dan momen pile cap Ab 1

Tiang Pancang	P Komb 1 kN	P Komb 2 kN	P Komb 3 kN
Σ P1	16946.7556	28118.23293	17140.35971
Σ P2	16513.3732	-3247.11913	7730.75409

Reaksi Akibat	Jarak terhadap tengah Pilecap (m)	Momen (kN.m)		
		Komb 1	Komb 2	Komb 3
Σ P1	1.5	25420.133	42177.349	25710.5395
Σ P2	1.5	24770.059	-4870.678	11596.1311

5.1.11.4 Perhitungan Tulangan Pile Cap Ab 1

$$Mu = 42177,349 \text{ kN.m}$$

$$\begin{aligned} Mu \text{ per meter} &= 42177,349 \text{ kN.m} : 18 \text{ m} \\ &= 2343,2 \text{ kN.m/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Mn \text{ perlu} &= Mu / \phi \\ &= 2343,2 \text{ kN.mm} / 0.8 \\ &= 2928,98 \text{ kN.mm} \\ &= 2928982597 \text{ N.mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Rn &= \frac{Mn}{bxd^2} \\ &= \frac{2928982597 \text{ N.mm}}{1000 \text{ mm} \times (1105,5 \text{ mm})^2} \\ &= 2,397 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} m &= \frac{Fy}{0,85 \times f'c'} \\ &= \frac{400 \text{ MPa}}{0,85 \times 41,5 \text{ MPa}} \\ &= 11,34 \end{aligned}$$

$$\rho = \frac{1}{m} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times Rn}{Fy}} \right)$$

$$\begin{aligned}
 &= \frac{1}{11,34} x \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 x 11,34 x 2,397 \frac{N}{mm^2}}{400 \frac{N}{mm^2}}} \right) \\
 &= 0,062 \\
 \rho \text{ min} &= \frac{1,4}{f_y} \\
 &= \frac{1,4}{400 \text{ MPa}} \\
 &= 0,0035 \\
 \rho \text{ max} &= 0,75 x \frac{0,85 f_{c'}}{F_y} x \beta 1 x \frac{600}{600 + F_y} \\
 &= 0,75 x \frac{0,85 x 41,5}{400} x 0,85 x \frac{600}{600 + 400} \\
 &= 0,0337
 \end{aligned}$$

Cek, $\rho \text{ min} < \rho < \rho \text{ max}$

$0,0035 < 0,0062 < 0,0337$

Maka digunakan $\rho = 0,0062$

A. Tulangan Lentur

Perhitungan luas tulangan lentur perlu adalah sebagai berikut:

$$\begin{aligned}
 \text{As perlu} &= \rho x b x d \\
 &= 0,0062 x 1000 \text{ mm} x 1105,5 \text{ mm} \\
 &= 6865,4 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Direncanakan tulangan lentur D32.

Jarak antar tulangan lentur maksimum,

$$\begin{aligned}
 s \text{ max} &= \frac{\text{As pasang} x b}{\text{As perlu}} \\
 &= \frac{804 \text{ mm}^2 x 1000 \text{ mm}}{6865,4 \text{ mm}^2} \\
 &= 117 \text{ mm.}
 \end{aligned}$$

Maka dipasang tulangan lentur, **D32 – 100 mm**.

5.1.12 Desain Breast Wall Abutment 1

5.1.12.1 Data Perencanaan Breast Wall Ab 1

Tinggi breast wall	H	= 5,8 m
Lebar breast wall	L	= 1,6 m
Panjang breast wall	B	= 18 m

Diameter tulangan pokok	$\emptyset p$	= 32 mm
Luas tulangan pokok	A_p	= 804 mm ²
Diameter tulangan geser	$\emptyset g$	= 16 mm
Luas tulangan geser	A_g	= 201 mm ²
Tebal selimut beton	d'	= 50 mm
Tebal efektif beton	d	= 1510 mm
Tegangan leleh baja > 12 mm	f_y	= 400 MPa
Tegangan leleh baja < 12 mm	f_y	= 240 MPa
Kuat tekan beton	f_c'	= 41,5 Mpa
Modulus elastis beton	E_c	= 30277,6 MPa

5.1.12.2 Analisis Pembebanan Breast Wall Ab 1

A. Berat Sendiri

Berat breast wall	= 213 kN/m
Berat korbel	= 25,8 kN/m
Berat stopper	= 13,7 kN/m
Berat bangunan atas	= 584 kN/m

B. Beban lajur “D”

Asumsi pembebanan BGT dan BTR seperti ditunjukkan pada gambar dibawah :

- Panjang jembatan (L) = 45,6 m
- Lebar lantai kendaraan (B) = 18 m
- Beban BGT (P BGT) = 49 kN/m
- Beban BTR (q BTR) = 7,5 kN/m²
- Factor beban (DLA) = 40%

Akibat beban terbagi rata (BTR),

$$\begin{aligned}
 P \text{ BTR} &= [(5,5 \text{ m} \times q \text{ BTR}) + (b - 5,5 \text{ m}) \times \frac{1}{2} \times q \text{ BTR}] \times L \\
 &= [(5,5 \text{ m} \times 7,5 \text{ kN/m}^2) + (18 \text{ m} - 5,5 \text{ m}) \times \frac{1}{2} \times 7,5 \\
 &\quad \text{kN/m}^2] \times 45,6 \text{ m} \\
 &= 3966 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$q \text{ BTR} = P \text{ BTR} / B_y$$

$$\begin{aligned}
 &= 3966 \text{ kN} / 18 \text{ m} \\
 &= 220,3 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

Akibat beban garis terbagi (BGT),

$$\begin{aligned}
 P \text{ BGT} &= [5,5 \text{ m} \times P \text{ BGT} \times (1+DLA)] + [b - 5,5 \text{ m} \times (\frac{1}{2} \times P \text{ BGT} \\
 &\quad \times (1+DLA))] \\
 &= [5,5 \text{ m} \times 49 \text{ kN/m} \times 1,4] + [18 \text{ m} - 5,5 \text{ m} \times (\frac{1}{2} \times 49 \\
 &\quad \text{kN/m} \times 1,4)] \\
 &= 806,1 \text{ kN} \\
 q \text{ BGT} &= P \text{ BGT} / B_y \\
 &= 806,1 \text{ kN} / 18 \text{ m} \\
 &= 44,78 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

C. Beban Tekanan Tanah Aktif

Tinggi timbunan	H	= 7 m
Berat jenis tanah	γ_t	= 17 kN/m ³
Sudut geser tanah	θ	= 30°
Koefisien tekanan tanah aktif	Ka	= 0,33
Berat tanah timbunan 0,6 m	q	= 0,6 x γ_t
		= 0,6 m x 17 kN/m ³
		= 10,2 kN/m ²

$$\begin{aligned}
 P_{ta1} &= q \times K_a \times H \\
 &= 10,2 \text{ kN/m}^2 \times 0,33 \times 7 \text{ m} \\
 &= 23,8 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 P_{ta2} &= 0,5 \times K_a \times \gamma_t \times H^2 \\
 &= 0,5 \times K_a \times 17 \text{ kN/m}^3 \times (7\text{m})^2 \\
 &= 138,8 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

D. Beban Tekanan Tanah Dinamis

Tinggi timbunan	H	= 7 m
Berat jenis tanah	γ_t	= 17 kN/m ³
Sudut geser tanah	θ	= 30°
Koefisien tekanan tanah aktif	Ka	= 0,33

$$\begin{aligned}
 \text{Koefisien gempa horizontal } K_h &= 0,16 \\
 \text{Koefisien tekana tanah dinamis } K_{ae} &= 0,774 \\
 E_{ae} &= \frac{\gamma t x H^2}{2} x (1 - K_v) x K_{ae} \\
 &= 322,4 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

E. Beban Gempa

$$\begin{aligned}
 \text{Lebar abutment } B_y &= 18 \text{ m} \\
 \text{Factor modifikasi respon } R &= 1,5 \\
 C_{sm} &= 0,66 \\
 \text{Berat bangunan atas } W_1 &= 10516,9 \text{ kN} \\
 \text{Berat breastwall } W_2 &= 3827,39 \text{ kN} \\
 \text{Berat stopper } W_3 &= 247,46 \text{ kN} \\
 \text{Berat korbel } W_4 &= 463,98 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Beban gempa bangunan atas,

$$\begin{aligned}
 Eq1 &= \frac{C_{sm} x W_1}{R} \\
 &= 4655,5 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 q_1 &= Eq1 / B_y \\
 &= 258,6 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

Beban gempa breast wall,

$$\begin{aligned}
 Eq2 &= \frac{C_{sm} x W_2}{R} \\
 &= 1694,3 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 q_2 &= Eq2 / B_y \\
 &= 94,1 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

Beban gempa stopper,

$$\begin{aligned}
 Eq3 &= \frac{C_{sm} x W_3}{R} \\
 &= 109,5 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 q_3 &= Eq3 / B_y \\
 &= 6,1 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

Beban gempa korbel,

$$Eq4 = \frac{C_{sm} x W_4}{R}$$

$$\begin{aligned}
 &= 205,4 \text{ kN} \\
 q_4 &= E q_4 / B_y \\
 &= 11,4 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

F. Beban Rem

$$\begin{aligned}
 \text{Beban rem} \quad T_b &= 223,3 \text{ kN} \\
 q &= T_b / B_y \\
 &= 223,3 \text{ kN} / 18 \text{ m} \\
 &= 12,4 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

5.1.12.3 Analisis Gaya dan Momen pada Breast Wall Ab 1
Kombinasi 1 (1.3D + 1.8L + 1.8Tb + 1.25Ta)

Tabel 5.19 Kombinasi 1

No	Beban	Fak. Beb.	Vu	Hu x	Lengan	Mu x
			kN/m'	kN/m'	m	kN.m/m'
1	Berat bang. Atas	1.3	759.55461		0.25	189.88865
2	Berat breastwall	1.3	276.42243			
3	Berat stopper	1.3	17.87214		0.55	9.829677
4	Berat korbel	1.3	33.510263		1.05	35.185776
5	Beban lajur	1.8	477.1675		0.25	119.29188
6	Tekanan Tanah 1	1.25		29.75	3.5	104.125
7	Tekanan Tanah 2	1.25		173.54167	2.3333333	404.93056
8	Beban rem	1.8		22.328125	7	156.29688
	Total		1564.5269	225.61979		1019.5484

Kombinasi 2 (1.3D + 1Eq + 1.25Taq)

Tabel 5.20 Kombinasi 2

No	Beban	Fak. Beb.	Vu	Hu x	Lengan	Mu x
			kN/m'	kN/m'	m	kN.m/m'
1	Berat bang. atas	1.3	759.55461		0.25	189.88865
2	Berat breastwall	1.3	276.42243			
3	Berat stopper	1.3	17.87214		0.55	9.829677
4	Berat korbel	1.3	33.510263		1.05	35.185776
5	Gempa bang. Atas	1		258.63808	7	1810.4666
6	Gempa Breast wall	1		94.125382	2.9	272.96361
7	Gempa stopper	1		6.0856928	6.4	38.948434
8	Gempa korbel	1		11.410674	5.1	58.194437
9	Tek. Tanah dinamis	1.25		403.03228	3.5	1410.613
	Total		1087.3594	773.29211		3826.0901

Dari 2 kombinasi diatas, maka didapat momen ultimit maksimum yang digunakan untuk menghitung tulangan lentur breast wall yaitu sebesar 3826,1 kN.m.

5.1.12.4 Perhitungan Tulangan Breast Wall Ab 1

$$Mu = 3826,1 \text{ kN.m}$$

$$\begin{aligned} Mn \text{ perlu} &= Mu / \Phi \\ &= 3826,1 \text{ kN.m} / 0.8 \\ &= 4783 \text{ kN.m} \\ &= 4782612674 \text{ N.mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Rn &= \frac{Mn}{bxd^2} \\ &= \frac{4782612674 \text{ N.mm}}{1000 \text{ mm} \times (1510 \text{ mm})^2} \\ &= 2,1 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} m &= \frac{Fy}{0,85 \times f'c'} \\ &= \frac{400 \text{ MPa}}{0,85 \times 41,5 \text{ MPa}} \\ &= 11,34 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \rho &= \frac{1}{m} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times Rn}{Fy}} \right) \\ &= \frac{1}{11,34} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 11,34 \times 2,1 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}}{400 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}}} \right) \\ &= 0,0054 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \rho \text{ min} &= \frac{1,4}{fy} \\ &= \frac{1,4}{400 \text{ MPa}} \\ &= 0,0035 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \rho \text{ max} &= 0,75 \times \frac{0,85 f'c'}{Fy} \times \beta 1 \times \frac{600}{600 + Fy} \\ &= 0,75 \times \frac{0,85 \times 41,5}{400} \times 0,85 \times \frac{600}{600 + 400} \\ &= 0,0337 \end{aligned}$$

Cek, $\rho \text{ min} < \rho < \rho \text{ max}$

$0,0035 < 0,0054 < 0,0337$

Maka digunakan $\rho = 0,0054$

A. Tulangan Lentur

Perhitungan luas tulangan lentur perlu adalah sebagai berikut:

$$\begin{aligned}
 \text{As perlu} &= \rho \times b \times d \\
 &= 0,0054 \times 1000 \text{ mm} \times 1510 \text{ mm} \\
 &= 8168,8 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Direncanakan tulangan lentur D32.

Jarak antar tulangan lentur maksimum,

$$\begin{aligned}
 s_{\max} &= \frac{\text{As pasang} \times b}{\text{As perlu}} \\
 &= \frac{804 \text{ mm}^2 \times 1000 \text{ mm}}{8168,8 \text{ mm}^2} \\
 &= 98,5 \text{ mm.}
 \end{aligned}$$

Maka dipasang tulangan lentur, **D32 – 75 mm.**

B. Tulangan Geser

$$V_u = 1564,53 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned}
 V_c &= \frac{1}{6} \times \sqrt{f'c'} \times b \times d \\
 &= 1,07 \text{ MPa} \times 1000 \text{ mm} \times 1510 \text{ mm} \\
 &= 1621249,1 \text{ N}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \phi V_c &= 0,75 \times 1621249,1 \text{ N} \\
 &= 1215936,8 \text{ N}
 \end{aligned}$$

Kontrol kondisi 1,

$$\begin{aligned}
 \text{Syarat, } 0,5 \times \phi V_c &> V_u \\
 607968,4 \text{ N} &< 1564526,9 \text{ N} \\
 &(\text{Hitung kondisi 2})
 \end{aligned}$$

Kontrol kondisi 2,

$$\begin{aligned}
 \text{Syarat, } 0,5 \times \phi V_c &< V_u < \phi V_c \\
 607968,4 \text{ N} &< 1564526,9 \text{ N} > 1215936,8 \text{ N} \\
 &(\text{Hitung kondisi 3})
 \end{aligned}$$

Kontrol kondisi 3,

$$\begin{aligned}
 \text{Syarat, } \phi V_c &< V_u < (V_c + V_s \text{ min}) \\
 1215936,8 \text{ N} &< 1564526,9 \text{ N} < 1593436,8 \text{ N} \quad \quad \quad \mathbf{OK}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 V_s \text{ min} &= \frac{1}{3} \times b \times d \\
 &= 0,33 \times 1000 \text{ mm} \times 1510 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$= 503333,3 \text{ N}$$

Direncanakan tulangan geser dengan jarak (s) 250 mm dengan diameter 16 dengan 2 lengan, maka $A_v = 402 \text{ mm}^2$.

Jarak antar tulangan,

$$\begin{aligned} V_s \text{ pasang} &= \frac{A_v \times f_y \times d}{s} \\ &= \frac{402 \text{ mm}^2 \times 400 \text{ MPa} \times 1510 \text{ mm}}{250 \text{ mm}} \\ &= 971232 \text{ N} > V_s \text{ min} = 503333,3 \text{ N} \quad \text{OK} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_v \text{ min} &= \frac{b \times s}{3 F_y} \\ &= \frac{1000 \text{ mm} \times 250 \text{ mm}}{3 \times 400 \text{ MPa}} \\ &= 208 \text{ mm}^2 < A_v \text{ pasang} = 402 \text{ mm}^2 \quad \text{OK} \end{aligned}$$

Kontrol jarak tulangan,

$$\begin{aligned} \text{Syarat 1,} \quad s &< \frac{1}{2} d \\ 250 \text{ mm} &< 755 \text{ mm} \quad \text{OK} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Syarat 2,} \quad s &< 600 \text{ mm} \\ 250 \text{ mm} &< 600 \text{ mm} \quad \text{OK} \end{aligned}$$

Maka direncanakan tulangan geser **D16 – 250 mm**.

5.1.13 Desain Korbelt Abutment 1

5.1.13.1 Data Perencanaan Korbelt Ab 1

Tinggi korbelt	H1	= 2 m
	H2	= 2,5 m
Lebar korbelt	L	= 0,5 m
Panjang korbelt	B	= 18 m
Diameter tulangan pokok	Øp	= 22 mm
Luas tulangan pokok	Ap	= 380 mm ²
Diameter tulangan bagi	Øg	= 13 mm
Luas tulangan pokok	Ag	= 133 mm ²
Diameter tulangan geser	Øv	= 12 mm
Luas tulangan geser	Av	= 113 mm ²
Tebal selimut beton	d'	= 50 mm
Tebal efektif beton	d	= 421,5 mm

Tegangan leleh baja > 12 mm	f_y	= 400 MPa
Tegangan leleh baja < 12 mm	f_y	= 240 MPa
Kuat tekan beton	f_c'	= 41,5 Mpa
Modulus elastis beton	E_c	= 30277,6 Mpa

5.1.13.2 Analisis Pembebanan Korbels Ab 1

Berat korbels	= 25,7 kN/m
Berat pelat injak	= 21,7 kN/m
Beban aspal	= 9,24 kN/m
Beban genangan air	= 1,75 kN/m
Beban UDL	= 31,5 kN/m

5.1.13.3 Analisis Gaya dan Momen Korbels Ab 1

Tabel 5.21 Analisis gaya dan momen korbels Ab 1

No	Beban	Fak. Beb.	Vu	Lengan	Mu x
			kN/m'	m	kN.m/m'
1	Berat korbels	1.3	33.39	0.25	8.35
2	Berat pelat injak	1.3	28.19	1.75	49.34
3	Beban aspal	2	18.48	1.75	32.34
4	Beban air hujan	2	3.5	1.75	6.125
5	Beban UDL	1.8	56.7	1.75	99.225
	Total		140.26		195.38

5.1.13.4 Perhitungan Tulangan Korbels Ab 1

Mu	= 195,38 kN.m
Mn perlu	= Mu / ϕ
	= 195,38 kN.mm / 0.8
	= 244 kN.mm
	= 244223195,3 N.mm
Rn	= $\frac{Mn}{bxd^2}$

$$\begin{aligned}
 &= \frac{244223195,3 \text{ N.mm}}{1000 \text{ mm} \times (421,5 \text{ mm})^2} \\
 &= 1,355 \text{ N/mm}^2 \\
 m &= \frac{F_y}{0,85 \times f_{c'}} \\
 &= \frac{400 \text{ MPa}}{0,85 \times 41,5 \text{ MPa}} \\
 &= 11,34 \\
 \rho &= \frac{1}{m} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{F_y}}\right) \\
 &= \frac{1}{11,34} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 11,34 \times 1,355 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}}{400 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}}}\right) \\
 &= 0,0035 \\
 \rho_{\min} &= \frac{1,4}{f_y} \\
 &= \frac{1,4}{400 \text{ MPa}} \\
 &= 0,0035 \\
 \rho_{\max} &= 0,75 \times \frac{0,85 f_{c'}}{F_y} \times \beta_1 \times \frac{600}{600 + F_y} \\
 &= 0,75 \times \frac{0,85 \times 41,5}{400} \times 0,85 \times \frac{600}{600 + 400} \\
 &= 0,0337
 \end{aligned}$$

Cek, $\rho_{\min} < \rho < \rho_{\max}$

$0,0035 < 0,0035 < 0,0337$

Maka digunakan $\rho = 0,0035$

A. Tulangan Lentur

Perhitungan luas tulangan lentur perlu adalah sebagai berikut:

$$\begin{aligned}
 \text{As perlu} &= \rho \times b \times d \\
 &= 0,0035 \times 1000 \text{ mm} \times 421,5 \text{ mm} \\
 &= 1477,92 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Direncanakan tulangan lentur D22.

Jarak antar tulangan lentur maksimum,

$$\begin{aligned}
 s_{\max} &= \frac{\text{As pasang} \times b}{\text{As perlu}} \\
 &= \frac{380 \text{ mm}^2 \times 1000 \text{ mm}}{1477,92 \text{ mm}^2}
 \end{aligned}$$

$$= 257 \text{ mm.}$$

Maka dipasang tulangan lentur, **D22 – 250 mm.**

B. Tulangan Bagi

Luas tulangan perlu,

$$\begin{aligned} \text{As perlu} &= 20\% \text{ As lentur} \\ &= 295,58 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Direncanakan tulangan bagi D13.

Jarak antar tulangan lentur maksimum,

$$\begin{aligned} s_{\max} &= \frac{\text{As pasang} \times b}{\text{As perlu}} \\ &= \frac{133 \text{ mm}^2 \times 1000 \text{ mm}}{295,58 \text{ mm}^2} \\ &= 450 \text{ mm.} \end{aligned}$$

Maka dipasang tulangan lentur, **D13 – 250 mm.**

C. Tulangan Geser

$$V_u = 140,26 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} V_c &= \frac{1}{6} \times \sqrt{f_c'} \times b \times d \\ &= 1,07 \text{ MPa} \times 1000 \text{ mm} \times 412,5 \text{ mm} \\ &= 452553,97 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \phi V_c &= 0,75 \times 452553,97 \text{ N} \\ &= 339415,48 \text{ N} \end{aligned}$$

Kontrol kondisi 1,

$$\begin{aligned} \text{Syarat, } 0,5 \times \phi V_c &> V_u \\ 169707,74 \text{ N} &> 140263,93 \text{ N} \quad \text{OK} \end{aligned}$$

Maka dipasang tulangan geser praktis **Ø12 – 250 mm.**

5.1.14 Desain Longitudinal Stopper Abutment 1

5.1.14.1 Data Perencanaan Stopper Ab1

Tinggi stopper	H	= 1,2 m
Lebar stopper	L	= 0,5 m
Panjang stopper	B	= 18 m
Diameter tulangan pokok	Øp	= 22 mm

Luas tulangan pokok	A_p	= 380 mm ²
Diameter tulangan bagi	\emptyset_g	= 16 mm
Luas tulangan bagi	A_g	= 201 mm ²
Diameter tulangan geser	\emptyset_v	= 12 mm
Luas tulangan geser	A_v	= 113 mm ²
Tebal selimut beton	d'	= 50 mm
Tebal efektif beton	d	= 420 mm
Tegangan leleh baja > 12 mm	f_y	= 400 MPa
Tegangan leleh baja < 12 mm	f_y	= 240 MPa
Kuat tekan beton	f_c'	= 41,5 Mpa
Modulus elastis beton	E_c	= 30277,6 Mpa

5.1.14.2 Analisis Pembebanan Stopper Ab 1

A. Berat Sendiri

Berat stopper = 13,75 kN/m

Berat korbel = 22,91 kN/m

B. Beban Tekanan Tanah Aktif

Tinggi timbunan	H	= 1,2 m
Berat jenis tanah	γ_t	= 17 kN/m ³
Sudut geser tanah	θ	= 30°
Koefisien tekanan tanah aktif	K_a	= 0,33
Berat tanah timbunan 0,6 m	q	= 0,6 x γ_t = 0,6 m x 17 kN/m ³ = 10,2 kN/m ²

$$\begin{aligned}
 P_{ta1} &= q \times K_a \times H \\
 &= 10,2 \text{ kN/m}^2 \times 0,33 \times 1,2 \text{ m} \\
 &= 4,08 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 P_{ta2} &= 0,5 \times K_a \times \gamma_t \times H^2 \\
 &= 0,5 \times K_a \times 17 \text{ kN/m}^3 \times (1,2 \text{ m})^2 \\
 &= 4,08 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

C. Beban Tekanan Tanah Dinamis

Tinggi timbunan	H	= 1,2 m
-----------------	-----	---------

Berat jenis tanah	γ_t	= 17 kN/m ³
Sudut geser tanah	θ	= 30°
Koefisien tekanan tanah aktif	K_a	= 0,33
Koefisien gempa horizontal	K_h	= 0,16
Koefisien tekana tanah dinamis	K_{ae}	= 0,774
Eae = $\frac{\gamma_t \times H^2}{2} \times (1 - K_v) \times K_{ae}$		
= 9,475 kN/m		

D. Beban Gempa

Lebar abutment	By	= 18 m
Factor modifikasi respon	R	= 1,5
	Csm	= 0,66
Berat bangunan atas	W1	= 10516,9 kN
Berat stopper	W3	= 247,46 kN
Berat korbel	W4	= 412,43 kN
Beban gempa bangunan atas,		
Eq1	$= \frac{Csm \times W1}{R}$	
	= 4655,5 kN	
q1	= Eq 1 / By	
	= 258,6 kN/m	
Beban gempa stopper,		
Eq2	$= \frac{Csm \times W3}{R}$	
	= 292,2 kN	
q2	= Eq3 / By	
	= 16,2 kN/m	

E. Beban Rem

Beban rem	T_b	= 223,3 kN
	q	= T_b / B_y
		= 223,3 kN/ 18 m
		= 12,4 kN/m

5.1.14.3 Perhitungan Gaya dan Momen Stopper Ab 1

Kombinasi 1 (1,3D + 1,8L + 1,8Tb + 1,25 Ta)

Tabel 5.22 Kombinasi 1

No	Beban	Fak. Beb.	Vu	Hu x	Lengan	Mu x
			kN/m'	kN/m'	m	kN.m/m'
1	Berat sendiri	1.3	47.65904		0.6	28.595424
2	Tekanan Tanah 1	1.25		5.1	0.6	3.06
3	Tekanan Tanah 2	1.25		5.1	0.4	2.04
4	Beban rem	1.8		22.328125	1.2	26.79375
	Total		47.65904	32.528125		60.489174

Kombinasi 2 (1,3D + 1Eq + 1,25Taq)

Tabel 5.23 Kombinasi 2

No	Beban	Fak. Beb.	Vu	Hu x	Lengan	Mu x
			kN/m'	kN/m'	m	kN.m/m'
1	Berat sendiri	1.3	47.65904		0.6	28.595424
2	Beban gempa	1		274.8666	1.2	329.83992
3	Tek. Tanah dinamis	1.25		11.844214	0.6	7.1065283
	Total		47.65904	286.71081		365.54187

5.1.14.4 Perhitungan Tulangan

$$Mu = 365,5 \text{ kN.m}$$

$$\begin{aligned} Mn \text{ perlu} &= Mu / \phi \\ &= 365,5 \text{ kN.mm} / 0.8 \\ &= 457 \text{ kN.mm} \\ &= 456927336,1 \text{ N.mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Rn &= \frac{Mn}{bxd^2} \\ &= \frac{456927336,1 \text{ N.mm}}{1000 \text{ mm} \times (420 \text{ mm})^2} \\ &= 2,59 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} m &= \frac{Fy}{0,85 \times f'c'} \\ &= \frac{400 \text{ MPa}}{0,85 \times 41,5 \text{ MPa}} \\ &= 11,34 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \rho &= \frac{1}{m} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times Rn}{Fy}} \right) \\ &= \frac{1}{11,34} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 11,34 \times 2,59 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}}{400 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}}} \right) \\ &= 0,0067 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \rho \text{ min} &= \frac{1,4}{fy} \\ &= \frac{1,4}{400 \text{ MPa}} \\ &= 0,0035 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \rho \text{ max} &= 0,75 \times \frac{0,85 f'c'}{Fy} \times \beta 1 \times \frac{600}{600 + Fy} \\ &= 0,75 \times \frac{0,85 \times 41,5}{400} \times 0,85 \times \frac{600}{600 + 400} \\ &= 0,0337 \end{aligned}$$

Cek, $\rho \text{ min} < \rho < \rho \text{ max}$

$0,0035 < 0,0067 < 0,0337$

Maka digunakan $\rho = 0,0067$

A. Tulangan Lentur

Perhitungan luas tulangan lentur perlu adalah sebagai berikut:

$$\begin{aligned}
 \text{As perlu} &= \rho \times b \times d \\
 &= 0,0067 \times 1000 \text{ mm} \times 420 \text{ mm} \\
 &= 2827,7 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Direncanakan tulangan lentur D19.

Jarak antar tulangan lentur maksimum,

$$\begin{aligned}
 s_{\max} &= \frac{\text{As pasang} \times b}{\text{As perlu}} \\
 &= \frac{284 \text{ mm}^2 \times 1000 \text{ mm}}{2827,7 \text{ mm}^2} \\
 &= 101 \text{ mm}.
 \end{aligned}$$

Maka dipasang tulangan lentur, **D19 – 75 mm**.

B. Tulangan Bagi

Luas tulangan perlu,

$$\begin{aligned}
 \text{As perlu} &= 20\% \text{ As lentur} \\
 &= 559,1 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Direncanakan tulangan bagi D13.

Jarak antar tulangan lentur maksimum,

$$\begin{aligned}
 s_{\max} &= \frac{\text{As pasang} \times b}{\text{As perlu}} \\
 &= \frac{133 \text{ mm}^2 \times 1000 \text{ mm}}{559,1 \text{ mm}^2} \\
 &= 237 \text{ mm}.
 \end{aligned}$$

Maka dipasang tulangan lentur, **D13 – 200 mm**.

C. Tulangan Geser

$$V_u = 47,66 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned}
 V_c &= \frac{1}{6} \times \sqrt{f'c'} \times b \times d \\
 &= 1,07 \text{ MPa} \times 1000 \text{ mm} \times 420 \text{ mm} \\
 &= 450943,5 \text{ N}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \phi V_c &= 0,75 \times 450943,5 \text{ N} \\
 &= 338207,6 \text{ N}
 \end{aligned}$$

Kontrol kondisi 1,

Syarat, $0,5 \times \phi V_c > V_u$

$$169103,8 \text{ N} > 47659,04 \text{ N} \quad \text{OK}$$

Maka dipasang tulangan geser praktis **Ø12 – 250 mm**.

5.1.15 Desain Bored Pile Abutment 1

Perhitungan analisis pierhead berdasarkan pembebanan dalam keadaan ultimit.

5.1.15.1 Data Perencanaan Bored Pile Ab 1

Tinggi bored pile	H	= 30 m
Diameter bored pile	D	= 1,2 m
Diameter tulangan pokok	\emptyset_p	= 25 mm
Luas tulangan pokok	A_p	= 491 mm ²
Diameter tulangan geser	\emptyset_v	= 12 mm
Luas tulangan geser	A_v	= 113 mm ²
Tebal selimut beton	d'	= 50 mm
Tebal efektif beton	d	= 1125,5 mm
Tegangan leleh baja > 12 mm	f_y	= 400 MPa
Tegangan leleh baja < 12 mm	f_y	= 240 MPa
Kuat tekan beton	f_c'	= 41,5 Mpa
Modulus elastis beton	E_c	= 30277,6 MPa

5.1.15.2 Analisa Struktur Bored Pile P4

Beban yang bekerja pada bored pile yaitu seluruh beban dari bangunan atas, beban sendiri dan beban gempa. Perhitungan beban, gaya dan momen merupakan hasil dari output SAP2000.

5.1.15.3 Perhitungan Tulangan Bored P4

A. Tulangan Lentur

Luas tulangan lentur perlu direncanakan sebesar 1% dari luas permukaan tiang bor, maka :

$$\begin{aligned} A_s &= 1\% \times 1,131 \text{ m}^2 \\ &= 11310 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Direncanakan tulangan lentur D25.

Jumlah tulangan perlu,

$$\begin{aligned} n &= \frac{A_{s \text{ perlu}}}{A_{s \text{ pasang}}} \\ &= \frac{11310 \text{ mm}^2}{491 \text{ mm}^2} \end{aligned}$$

= 23 buah

Maka dipasang tulangan lentur **24 D25**.

B. Tulangan Geser

$$V_u = 628,9 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} V_c &= \frac{1}{6} \times \sqrt{f'c'} \times b \times d \\ &= 1,07 \text{ MPa} \times 1000 \text{ mm} \times 1125,5 \text{ mm} \\ &= 1208421,1 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \phi V_c &= 0,75 \times 1208421,1 \text{ N} \\ &= 906315,8 \text{ N} \end{aligned}$$

Kontrol kondisi 1,

$$\begin{aligned} \text{Syarat, } 0,5 \times \phi V_c &> V_u \\ 453157,9 \text{ N} &< 628918,9 \text{ N} \\ (\text{Hitung kondisi 2}) \end{aligned}$$

Kontrol kondisi 2,

$$\begin{aligned} \text{Syarat, } 0,5 \times \phi V_c &< V_u < \phi V_c \\ 453157,9 \text{ N} &< 628918,9 \text{ N} < 906315,8 \text{ N} \end{aligned} \quad \text{OK}$$

$$\begin{aligned} V_s \text{ min} &= 1/3 \times b \times d \\ &= 1/3 \times 1000 \text{ mm} \times 1125,5 \text{ mm} \\ &= 375166,7 \text{ N} \end{aligned}$$

Direncanakan tulangan geser 2 lengan,

$$A_v \text{ pasang} = 226 \text{ mm}^2$$

$$S \text{ pasang} = 150 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} V_s \text{ pasang} &= \frac{A_v \times f_y \times d}{s} \\ &= \frac{266 \text{ mm}^2 \times 240 \text{ MPa} \times 1125,5 \text{ mm}}{150 \text{ mm}} \\ &= 406990,8 \text{ N} > V_s \text{ min} \end{aligned} \quad \text{OK}$$

$$\begin{aligned} A_v \text{ min} &= \frac{b \times w \times s}{3 \times f_y} \\ &= \frac{1000 \text{ mm} \times 150 \text{ mm}}{3 \times 240 \text{ mpa}^2} \\ &= 208,3 \text{ mm}^2 < A_v \text{ pasang} \end{aligned} \quad \text{OK}$$

Kontrol jarak tulangan,

Syarat 1, $s \leq d/2$
250 mm < 562,8 mm **OK**

Syarat 2, $s \leq 600$ mm
250 mm < 600 mm **OK**

Maka dipasang tulangan geser **Φ12 – 150** mm.

5.2 Bangunan Pelengkap

5.2.1 Desain Wing Wall Abutment 1

5.2.1.1 Data Perencanaan Wing Wall Ab 1

Tebal wing wall	t	= 0,3 m
Diameter tulangan pokok	Øp	= 22 mm
Luas tulangan pokok	Ap	= 380 mm ²
Diameter tulangan geser	Øv	= 13 mm
Luas tulangan geser	Av	= 133 mm ²
Tebal selimut beton	d'	= 50 mm
Tebal efektif beton	d	= 221,5 mm
Tegangan leleh baja > 12 mm	fy	= 400 MPa
Tegangan leleh baja < 12 mm	fy	= 221,5 MPa
Kuat tekan beton	fc'	= 41,5 Mpa
Modulus elastis beton	Ec	= 30277,6 MPa

5.2.1.2 Analisis Pembebanan Wing Wall Ab 1

A. Berat Sendiri

Tabel 5.24 Analisis Pembebanan Wing Wall Ab 1 Akibat Berat Sendiri

Bag	Vol	Berat		L	Fak Beb	Mu
	m3	kN		m		kN.m
1	4.5	103.1085		1.5	1.3	201.061575
2	0.15	3.43695		0.333	1.3	1.489345
3	4.428	101.458764		2.3	1.3	303.3617044
4	4.182	95.822166		0.85	1.3	105.8834934
					Total	611.7961178

B. Beban Tekanan Tanah Aktif

Lebar wing wall	Bx	= 3,5 m
Tinggi timbunan	H	= 6,6 m
Berat jenis tanah	γ_t	= 17 kN/m ³
Sudut geser tanah	θ	= 30°
Koefisien tekanan tanah aktif	Ka	= 0,33
Berat tanah timbunan 0,6 m	q	= 0,6 x γ_t = 0,6 m x 17 kN/m ³ = 10,2 kN/m ²

$$\begin{aligned}
 P_{ta1} &= q \times K_a \times H \\
 &= 10,2 \text{ kN/m}^2 \times 0,33 \times 6,6 \text{ m} \\
 &= 22,44 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 P_{ta2} &= 0,5 \times K_a \times \gamma_t \times H^2 \\
 &= 0,5 \times K_a \times 17 \text{ kN/m}^3 \times (6,6\text{m})^2 \\
 &= 123,4 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

5.2.1.3 Analisa Gaya dan Momen Wing Wall Ab 1

Tabel 5.25 Analisa Gaya dan Momen Wing Wall Ab 1

Bag	Gaya	L	Fak	Mu
	kN	m	Beb	kN.m
P ta1	22.44	1.75	1.25	49.0875
P ta2	123.42	1.167	1.25	179.9875
			Total	229.075

5.2.1.4 Perhitungan Tulangan

$$\begin{aligned}
 M_u &= 840,87 \text{ kN.m} \\
 M_n \text{ perlu} &= M_u / \phi \\
 &= 840,87 \text{ kN.mm} / 0.8 \\
 &= 1051 \text{ kN.mm} \\
 &= 1051088897 \text{ N.mm} \\
 R_n &= \frac{M_n}{b \times d^2}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 m &= \frac{105108897 \text{ N.mm}}{6600 \text{ mm} \times (221,5 \text{ mm})^2} \\
 &= 3,246 \text{ N/mm}^2 \\
 &= \frac{F_y}{0,85 \times f_{c'}'} \\
 &= \frac{400 \text{ MPa}}{0,85 \times 41,5 \text{ MPa}} \\
 &= 11,34 \\
 \rho &= \frac{1}{m} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{F_y}} \right) \\
 &= \frac{1}{11,34} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 11,34 \times 3,246 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}}{400 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}}} \right) \\
 &= 0,0085 \\
 \rho_{\min} &= \frac{1,4}{f_y} \\
 &= \frac{1,4}{400 \text{ MPa}} \\
 &= 0,0035 \\
 \rho_{\max} &= 0,75 \times \frac{0,85 f_{c'}'}{F_y} \times \beta_1 \times \frac{600}{600 + F_y} \\
 &= 0,75 \times \frac{0,85 \times 41,5}{400} \times 0,85 \times \frac{600}{600 + 400} \\
 &= 0,0337
 \end{aligned}$$

Cek, $\rho_{\min} < \rho < \rho_{\max}$

$0,0035 < 0,0085 < 0,0337$

Maka digunakan $\rho = 0,0081$

A. Tulangan Lentur

Perhitungan luas tulangan lentur perlu adalah sebagai berikut:

$$\begin{aligned}
 \text{As perlu} &= \rho \times b \times d \\
 &= 0,0081 \times 1000 \text{ mm} \times 221,5 \text{ mm} \\
 &= 12466 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Direncanakan tulangan lentur D22.

Jarak antar tulangan lentur maksimum,

$$\begin{aligned}
 s_{\max} &= \frac{\text{As pasang} \times b}{\text{As perlu}} \\
 &= \frac{380 \text{ mm}^2 \times 6600 \text{ mm}}{12466 \text{ mm}^2}
 \end{aligned}$$

$$= 201 \text{ mm.}$$

Maka dipasang tulangan lentur, **D22 – 200 mm.**

B. Tulangan Bagi

Luas tulangan perlu,

$$\text{As perlu} = 20\% \text{ As lentur}$$

$$= 2493,2 \text{ mm}^2$$

Direncanakan tulangan bagi D13.

Jarak antar tulangan lentur maksimum,

$$\begin{aligned} s_{\text{max}} &= \frac{As_{\text{pasang}} \times b}{As_{\text{perlu}}} \\ &= \frac{133 \text{ mm}^2 \times 6600 \text{ mm}}{2493,2 \text{ mm}^2} \\ &= 353 \text{ mm.} \end{aligned}$$

Maka dipasang tulangan lentur, **D13 – 250 mm.**

5.2.2 Desain Pelat Injak Abutment 1

5.2.2.1 Data Perencanaan Pelat Injak Ab 1

Tinggi pelat injak	H	= 0,4 m
Lebar pelay injak	L	= 3,5 m
Diameter tulangan pokok	Øp	= 19 mm
Luas tulangan pokok	Ap	= 284 mm ²
Diameter tulangan bagi	Øg	= 13 mm
Luas tulangan bagi	Ag	= 133 mm ²
Tebal selimut beton	d'	= 50 mm
Tebal efektif beton	d	= 324,5 mm
Tegangan leleh baja > 12 mm	fy	= 400 MPa
Tegangan leleh baja < 12 mm	fy	= 221,5 MPa
Kuat tekan beton	fc'	= 41,5 Mpa
Modulus elastis beton	Ec	= 30277,6 MPa

5.2.2.2 Analisa Pembebanan Pelat Injak Ab 1

Berat pelat injak	= 36,7 kN/m
Berat aspal	= 10,6 kN/m
Berat genangan air	= 2 kN/m
Beban UDL	= q x L

$$\begin{aligned} &= 9 \text{ kN/m}^2 \times 4 \text{ m} \\ &= 36 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

5.2.2.3 Analisa Gaya dan Momen Pelat Injak Ab 1

Diasumsikan perletakan pada pelat iinjak adalah sendi – rol, sehingga :

$$Mu = 1/8 \times q \times L^2$$

Tabel 5.26 Analisa Gaya dan Momen Pelat Injak Ab 1

No	Beban	Fak. Beb.	Vu	Bentang m	Mu x
			kN/m'		kN.m/m'
1	Berat sendiri	1.3	47.6590	4	95.3180
2	beban aspal	2	21.12	4	42.24
3	Beban air hujan	2	4	4	8
4	Beban lajur	1.8	64.8	4	129.6
	Total		137.5790		275.1580

5.2.2.4 Perhitungan Tulangan Pelat Injak Ab 1

Mu = 275,16 kN.m

Mn perlu = Mu / ϕ
= 275,16 kN.mm / 0.8
= 344 kN.mm
= 343947600 N.mm

Rn = $\frac{Mn}{bxd^2}$
= $\frac{343947600 \text{ N.mm}}{1000 \text{ mm} \times (324,5 \text{ mm})^2}$
= 3,266 N/mm²

m = $\frac{Fy}{0,85 \times fcr}$
= $\frac{400 \text{ MPa}}{0,85 \times 41,5 \text{ MPa}}$
= 11,34

ρ = $\frac{1}{m} \times (1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times Rn}{Fy}})$

$$\begin{aligned}
 &= \frac{1}{11,34} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 11,34 \times 3,266 \frac{N}{mm^2}}{400 \frac{N}{mm^2}}} \right) \\
 &= 0,0086 \\
 \rho \text{ min} &= \frac{1,4}{f_y} \\
 &= \frac{1,4}{400 \text{ MPa}} \\
 &= 0,0035 \\
 \rho \text{ max} &= 0,75 \times \frac{0,85 f_{c'}}{F_y} \times \beta_1 \times \frac{600}{600 + F_y} \\
 &= 0,75 \times \frac{0,85 \times 41,5}{400} \times 0,85 \times \frac{600}{600 + 400} \\
 &= 0,0337
 \end{aligned}$$

Cek, $\rho \text{ min} < \rho < \rho \text{ max}$

$0,0035 < 0,0086 < 0,0337$

Maka digunakan $\rho = 0,0086$

A. Tulangan Lentur

Perhitungan luas tulangan lentur perlu adalah sebagai berikut:

$$\begin{aligned}
 \text{As perlu} &= \rho \times b \times d \\
 &= 0,0086 \times 1000 \text{ mm} \times 324,5 \text{ mm} \\
 &= 2785,38 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Direncanakan tulangan lentur D19.

Jarak antar tulangan lentur maksimum,

$$\begin{aligned}
 s \text{ max} &= \frac{As \text{ pasang} \times b}{As \text{ perlu}} \\
 &= \frac{284 \text{ mm}^2 \times 1000 \text{ mm}}{2785,38 \text{ mm}^2} \\
 &= 102 \text{ mm.}
 \end{aligned}$$

Maka dipasang tulangan lentur, **D19 – 100** mm.

B. Tulangan Bagi

Luas tulangan perlu,

$$\begin{aligned}
 \text{As perlu} &= 20\% \text{ As lentur} \\
 &= 557,08 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Direncanakan tulangan bagi D13.

Jarak antar tulangan lentur maksimum,

$$\begin{aligned}
 s_{\max} &= \frac{As_{\text{pasang}} \times b}{As_{\text{perlu}}} \\
 &= \frac{133 \text{ mm}^2 \times 1000 \text{ mm}}{557,08 \text{ mm}^2} \\
 &= 235 \text{ mm.}
 \end{aligned}$$

Maka dipasang tulangan lentur, **D13 – 200 mm**.

5.3 Pilar 4

5.3.1 Desain Pilar 4

Pilar terdiri dari beberapa elemen, yaitu pondasi, pilecap, dinding pilar, longitudinal stopper dan pier head. Analisis pembebanan untuk pilar terdiri atas beban dari bangunan atas baik beban hidup maupun beban mati, beban mati pilar, beban rem, beban angina, serta beban gempa. Berikut adalah analisis pembebanan serta elemen – elemen penyusun pilar.

- Elevasi muka tanah asli : + 51,2
- Elevasi lantai kendaraan : + 60,2
- Tinggi pilar rencana : 9 m
- Lebar pilar : 23,5 m
- Panjang bentang jembatan : 45 m
- Pondasi : Tiang bor
- Diameter pondasi tiang : 1,5 m

5.3.2 Analisa Pembebanan Pilar 4

A. Beban Mati Bangunan Atas

Bentang sebelah kiri pilar, bentang 45 m.

Tabel 5.27 Beban Mati Bangunan Atas Sebelah Kiri Pilar

No	Jenis Beban	V (kN)
1	Tiang sandaran	5.6074
2	Instalasi tiang PJU	20
3	Aspal + air hujan	3249.9
4	RC plat	873.18
5	Plat lantai kendaraan	6831
6	Girder	12972.96
7	Diafragma	2094.1014
Wt kiri		26046.749
1/2 Wt kiri		13023.374

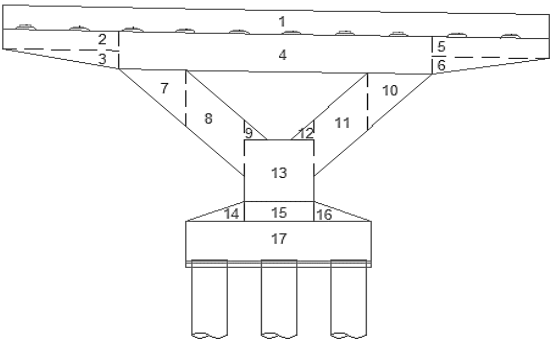
Bentang sebelah kanan pilar, bentang 45 m.

Tabel 5.28 Beban Mati Bangunan Atas Sebelah Kanan Pilar

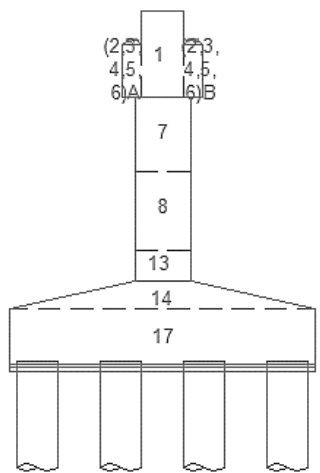
No	Jenis Beban	V (kN)
1	Tiang sandaran	5.6074
2	Instalasi tiang PJU	20
3	Aspal + air hujan	3249.9
4	RC plat	873.18
5	Plat lantai kendaraan	6831
6	Girder	12972.96
7	Diafragma	2094.1014
	Wt kanan	26046.749
	1/2 Wt kanan	13023.374

B. Beban Mati Pilar

Dalam perhitungan beban mati pilar dibagi atas beberapa segmen, hal tersebut untuk memudahkan dalam analisis. Analisis beban mati pilar didapat dari volume setiap segmen dikalikan dengan berat jenis beton, kemudian dihitung statis momen titik berat pilar terhadap center pilar.



Gambar 5.9 Potongan Melintang Pilar



Gambar 5.10 Potongan Memanjang Pilar

Perhitungan berat sendiri pilar

Tabel 5.29 Perhitungan Berat Sendiri Pilar

Segmen	p	l	t	Volume	Berat (w)	X	Y	Z
	(m)	(m)	(m)	(m ³)	(kN)	(m)	(m)	(m)
1	23.5	1.5	3.1	109.275	2503.8181	0	0.000	9.250
2A	5	0.7	1	3.5	80.1955	-0.5	-9.250	10.600
3A	5	0.7	0.9	3.15	72.17595	-0.5	-8.417	9.800
4A	13.5	0.7	1.9	17.955	411.40292	-0.5	0.000	10.150
5A	5	0.7	1	3.5	80.1955	-0.5	9.250	10.600
6A	5	0.7	0.9	3.15	72.17595	-0.5	8.417	9.800
2B	5	0.7	1	3.5	80.1955	0.5	-9.250	10.600
3B	5	0.7	0.9	3.15	72.17595	0.5	-8.417	9.800
4B	13.5	0.7	1.9	17.955	411.40292	0.5	0.000	10.150
5B	5	0.7	1	3.5	80.1955	0.5	9.250	10.600
6B	5	0.7	0.9	3.15	72.17595	0.5	8.417	9.800
7	2.9	2	2.8	16.24	372.10712	0	-7.267	9.267
8	3.5	2	2.8	19.6	449.0948	0	-3.750	7.400

9	1	2	1	2	45.826	0	1.333	6.733
10	2.9	2	2.8	16.24	372.10712	0	7.267	9.267
11	3.5	2	2.8	19.6	449.0948	0	3.750	7.400
12	1	2	1	2	45.826	0	-1.333	6.733
13	4	2	3.1	24.8	568.2424	0	0.000	4.850
14	4.3	12.6	1	54.18	1241.4263	0	-3.483	2.633
15	4	12.6	1	50.4	1154.8152	0	0.000	2.800
16	4.3	12.6	1	54.18	1241.4263	0	3.483	2.633
17	12.6	14.1	2	408.618	9362.6642	0	0.000	1.150
Σ					19238.74			

Tabel 5.30 Perhitungan Statis Momen Pilar

Segmen	w.X	w.Y	w.Z
	(kN.m)	(kN.m)	(kN.m)
1	0.0	0.0	23160.3
2	-40.1	-741.8	850.1
3	-36.1	-607.5	707.3
4	-205.7	0.0	4175.7
5	-40.1	741.8	850.1
6	-36.1	607.5	707.3
2a	40.1	-741.8	850.1
3a	36.1	-607.5	707.3
4a	205.7	0.0	4175.7
5a	40.1	741.8	850.1
6a	36.1	607.5	707.3
7	0.0	-2704.0	3448.2
8	0.0	-1684.1	3323.3
9	0.0	61.1	308.6
10	0.0	2704.0	3448.2
11	0.0	1684.1	3323.3
12	0.0	-61.1	308.6
13	0.0	0.0	2756.0
14	0.0	-4324.3	3269.1
15	0.0	0.0	3233.5
16	0.0	4324.3	3269.1
17	0.0	0.0	10767.1
Σ	0.0	0.0	75196.2

Sehingga didapat titik berat pilar 1,

$$\begin{aligned}
 X &= \frac{W \cdot X}{W \text{ total}} = \frac{0 \text{ kN.m}}{1938,74 \text{ kN}} = 0 \text{ m} \\
 Y &= \frac{W \cdot Y}{W \text{ total}} = \frac{0 \text{ kN.m}}{1938,74 \text{ kN}} = 0 \text{ m} \\
 Z &= \frac{W \cdot Z}{W \text{ total}} = \frac{75196,2 \text{ kN.m}}{19238,74 \text{ kN}} = 3,91 \text{ m}
 \end{aligned}$$

C. Beban Lajur “D”

Beban lajur “D” terdiri dari ebban garis terbagi (BGT) dan beban terbagi rata (BTR) dimana ditempatkan melintang pada lebar penuh dari lantai kendaraan.

Asumsi pembebanan BGT dan BTR seperti ditunjukkan pada gambar dibawah :

- Panjang jembatan (L) = 45,6 m
- Lebar lantai kendaraan (B) = 18 m
- Beban BGT (P BGT) = 49 kN/m
- Beban BTR (q BTR) = 7,5 kN/m²
- Factor beban (DLA) = 40%

Akibat beban terbagi rata (BTR),

$$\begin{aligned}
 P \text{ BTR} &= [(5,5 \text{ m} \times q \text{ BTR}) + (b - 5,5 \text{ m}) \times \frac{1}{2} \times q \text{ BTR}] \times L \\
 &= [(5,5 \text{ m} \times 7,5 \text{ kN/m}^2) + (18 \text{ m} - 5,5 \text{ m}) \times \frac{1}{2} \times 7,5 \\
 &\quad \text{kN/m}^2] \times 45,6 \text{ m} \\
 &= 3965,6 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Akibat beban garis terbagi (BGT),

$$\begin{aligned}
 P \text{ BGT} &= [5,5 \text{ m} \times P \text{ BGT} \times (1 + \text{DLA})] + [b - 5,5 \text{ m} \times (\frac{1}{2} \times P \text{ BGT} \\
 &\quad \times (1 + \text{DLA}))] \\
 &= [5,5 \text{ m} \times 49 \text{ kN/m} \times 1,4] + [18 \text{ m} - 5,5 \text{ m} \times (\frac{1}{2} \times 49 \\
 &\quad \text{kN/m} \times 1,4)] + [5,5 \text{ m} \times 49 \text{ kN/m} \times 1,4] \\
 &= 806,1 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\text{Total beban lajur “D”} = P \text{ BGT} + P \text{ BTR}$$

$$\begin{aligned}
 &= 3965,6 \text{ kN} + 806,1 \text{ kN} \\
 &= 4771,7 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

D. Beban Gempa

- **Analisis respon spektrum input SAP2000**

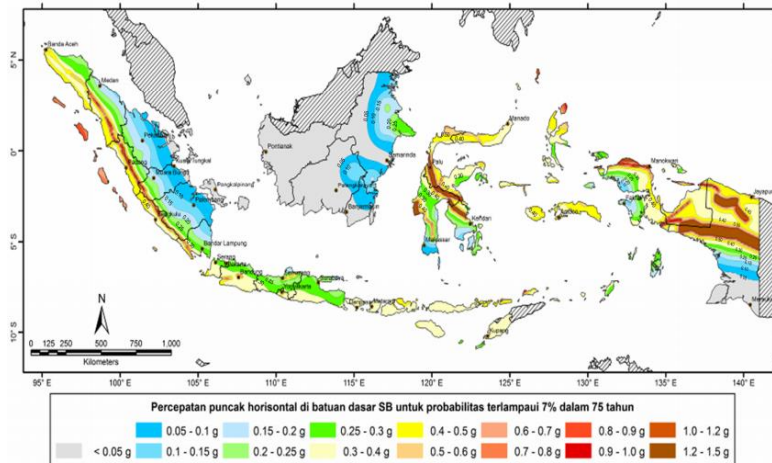
Analisis beban gempa berdasarkan pada SNI 2833 : 201x Perencanaan Jembatan terhadap Beban Gempa adalah sebagai berikut :

Zona gempa : Zona 3

Wilayah : Kertosono

Jenis tanah : Tanah sedang

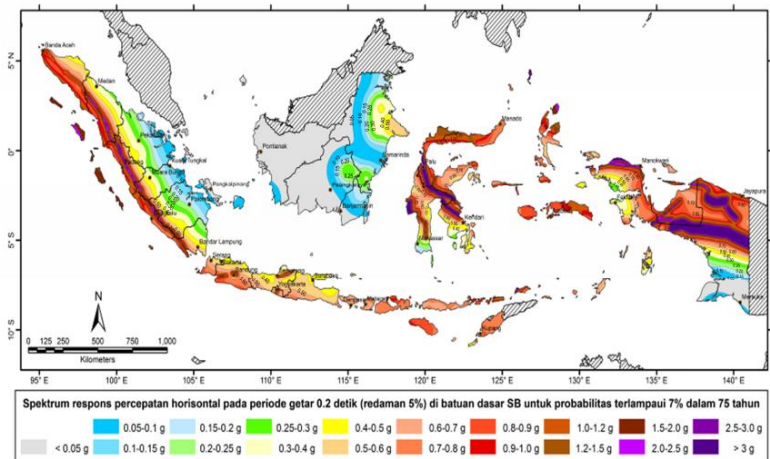
Hasil perhitungan respon spectrum :



Gambar 1 - Peta percepatan puncak di batuan dasar (PGA) untuk probabilitas terlampaui 7% dalam 75 tahun

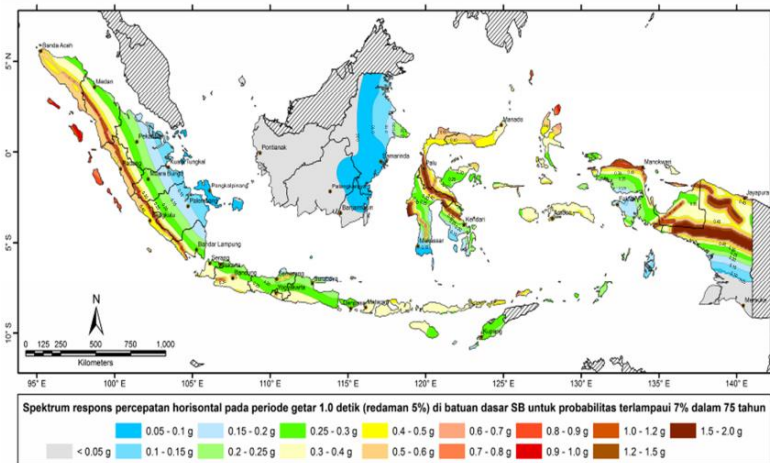
$$\text{PGA} = 0,2$$

$$\text{F PGA} = 1,4$$



Gambar 2 - Peta respon spektra percepatan 0.2 detik di batuan dasar untuk probabilitas terlampaui 7% dalam 75 tahun

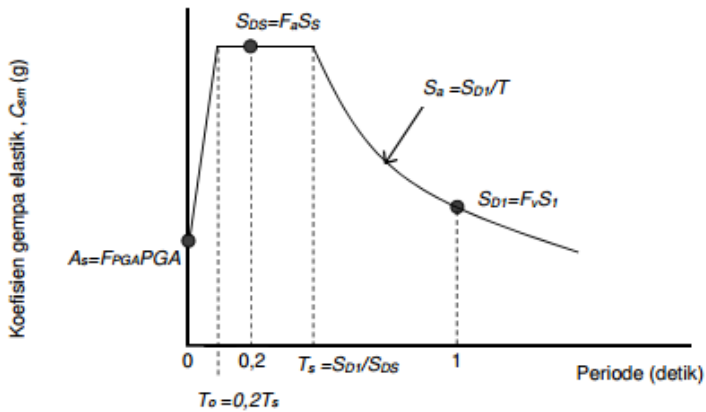
$S_s = 0,4$
 $F_a = 1,66$



Gambar 3 - Peta respon spektra percepatan 1 detik di batuan dasar untuk probabilitas terlampaui 7% dalam 75 tahun

$$S_1 = 0,2$$

$$F_v = 2$$



Gambar 4 - Bentuk tipikal respon spektra di permukaan tanah

$$A_s = F \text{ PGA} \times \text{PGA}$$

$$= 1,4 \times 0,2$$

$$= 0,28$$

$$S_{ds} = F_a \times S_s$$

$$= 1,66 \times 0,4$$

$$= 0,66$$

$$S_{d1} = F_v \times S_1$$

$$= 2 \times 0,2$$

$$= 0,4$$

$$T_s = S_{d1} / S_{ds}$$

$$= 0,4 / 0,66$$

$$= 0,6$$

$$T_0 = 0,2 T_s$$

$$= 0,2 \times 0,6$$

$$= 0,12$$

Klasifikasi operasional = Jembatan sangat penting

Faktor modifikasi respon $R = 1,5$

Periode rencana $T = 0,2 \text{ detik } (T_0 < T < T_s)$

Koefisien respon elastic $C_{sm} = S_{ds} = 0,66$

- **Analisis beban gempa statis ekivalen**

Analisis beban gempa berdasarkan pada RSNI 2833:201x Perancangan jembatan Terhadap beban Gempa.

Fly over Kertosono memiliki klasifikasi operasional sebagai flyover sangat penting dengan nilai modifikasi respon (R) sebesar 1,5.

Perhitungan beban gempa adalah sebagai berikut :

$$Eq = \frac{C_{sm} \times W}{R}$$

Beban gempa akibat bangunan baah,

$$\begin{aligned} Eq &= \frac{C_{sm} \times W \text{ bang. bawah}}{R} \\ &= \frac{0,66 \times 19238,7 \text{ kN}}{1,5} \\ &= 8516,3 \text{ kN} \end{aligned}$$

Beban mati akibat bangunan atas,

$$\begin{aligned} Eq &= \frac{C_{sm} \times W \text{ bang. atas}}{R} \\ &= \frac{0,66 \times 26046,7 \text{ kN}}{1,5} \\ &= 11530 \text{ kN} \end{aligned}$$

E. Beban Angin

Perhitungan beban angin mengacu pada RSNI T-02-2005 Perencanaan Pembebanan pada Jembatan. Beban angin pada bangunan atas tergantung pada luas ekivalen diambil sebagai luas

padat jembatan dalam elevasi proyeksi tegak lurus. Gaya nominal akibat angin bergantung pada kecepatan angin rencana.

Perhitungan beban angin adalah sebagai berikut :

$$Tew = 0,0006 \times Cw \times Vw^2 \times Ab$$

Dimana,

$$Vw = \text{kecepatan angin} = 25 \text{ m/s}$$

$$Ab = \text{luas bagian samping jembatan} = d \times L = 139,5 \text{ m}^2$$

$$\text{tinggi samping jembatan (d)} = 3,1 \text{ m}$$

$$\text{bentang jembatan (L)} = 45 \text{ m}$$

$$\text{rasio b/d} = 5,806$$

$$Cw = \text{koefisien seret} = 1,28$$

$$Tew = 0,0006 \times Cw \times Vw^2 \times Ab$$

$$= 0,0006 \times 1,28 \times (25 \text{ m/s})^2 \times 139,5 \text{ m}^2$$

$$= 66,96 \text{ kN}$$

F. Beban Rem

Perhitungan beban rem mengacu pada SNI 1725 - 2016.

Nilai beban rem diambil yang paling besar dari :

$$\begin{aligned} 25\% \text{ beban truk} &= 25\% \times 500 \text{ kN} \\ &= 125 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} 5\% (\text{beban truk} + \text{beban BTR}) &= 5\% (500 \text{ kN} + 3965,6 \text{ kN}) \\ &= 223 \text{ kN (menentukan)} \end{aligned}$$

Maka digunakan beban rem akibat beban truk dan beban terbagi rata (BTR).

G. Rekapitulasi Pembebanan pada Pilar 1

Tabel 5.31 Rekapitulasi Pembebanan pada Pilar 1

Beban	V	H _x	H _y	x	y	z	M _x	M _y
	kN	kN	kN	m	m	m	kN.m	kN.m
1. Beban Tetap								
Pilar	19238.74			0			0	
Struktur atas kiri	13023.374			0.5			6511.6872	
Struktur atas kanan	13023.374			0.5			6511.6872	
2. Beban Hidup								
BTR kiri	3965.625			0.5			1982.8125	
BTR kanan	3965.625			0.5			1982.8125	
BGT kiri	806.05			0.5			403.025	
BGT kanan	806.05			0.5			403.025	
Rem		223.28125				12.1	2701.7031	
Angin kiri			66.96			9.0		602.64
Angin kanan			66.96			9.0		602.64
3. Gempa								
Struktur atas		11530.027	11530.027			9.0	103770.25	103770.25
Pilar		8516.3489	8516.3489			3.91	33286.849	33286.849

5.3.3 Perhitungan Gaya Aksial pada Tiang Bor

5.3.3.1 Kombinasi Pembebanan

Berdasarkan pada pembebanan Pilar 1 diatas, langkah selanjutnya adalah dilakukan analisis terhadap gaya dan momen yang bekerja. Perhitungan gaya dan momen tersebut dipusatkan pada center pilecap.

Kombinasi 1 (D + L)

Tabel 5.32 Kombinasi 1

No	Beban	Fak. Beb.	V	Hx	Hy	Mx	My
			kN	kN	kN	kN.m	kN.m
1	Berat sendiri	1	45285.489			13023.374	
2	Beban lajur	1	9543.35			4771.675	
3	Beban rem	1		223.28125		2701.7031	
	Total		54828.839	223.28125		20496.753	

Kombinasi 2 (D + L + Tew)

Tabel 5.33 Kombinasi 2

No	Beban	Fak. Beb.	V	Hx	Hy	Mx	My
			kN	kN	kN	kN.m	kN.m
1	Berat sendiri	1	45285.489			13023.374	
2	Beban lajur	1	9543.35			4771.675	
3	Beban rem	1		223.28125		2701.7031	
4	Beban angin	1			133.92		1205.28
	Total		54828.839	223.28125	133.92	20496.753	1205.28

Kombinasi 3 (D + 0,5L + Ex + 30%Ey)

Tabel 5.34 Kombinasi 3

No	Beban	Fak. Beb.	V	Hx	Hy	Mx	My
			kN	kN	kN	kN.m	kN.m
1	Berat sendiri	1	45285.489			13023.374	
2	Beban lajur	0.5	4771.675			2385.8375	
3	Beban rem	0.5		111.64063		1350.8516	
2	Beban gempa	1		20046.376	6013.91292	137057.1	41117.129

	Total		50057.164	20158.017	6013.91292	153817.16	41117.129
--	-------	--	-----------	-----------	------------	-----------	-----------

Kombinasi 4 (D + 0,5L + 30%Ex + Ey)

Tabel 5.35 Kombinasi 4

No	Beban	Fak. Beb.	V	Hx	Hy	Mx	My
			kN	kN	kN	kN.m	kN.m
1	Berat sendiri	1	45285.489			13023.374	
2	Beban lajur	0.5	4771.675			2385.8375	
3	Beban rem	0.5		111.64063		1350.8516	
2	Beban gempa	1		6013.9129	20046.3764	41117.129	137057.1
	Total		50057.164	6125.5535	20046.3764	57877.192	137057.1

5.3.3.2 Perhitungan gaya Aksial Tiang Bor

$$P_{aks} = \frac{P}{np} \pm \frac{My \cdot X}{\Sigma X^2} \pm \frac{Mx \cdot Y}{\Sigma Y^2}$$

Dimana,

P aks = gaya aksial yang terjadi pada tiang bor (kN)

- P = gaya aksial yang diterima tiang bor (kN)
 M_y = momen yang bekerja tegak lurus sumbu y (kN.m)
 M_x = momen yang bekerja tegak lurus sumbu x (kN.m)
 X = jarak tiang arah sumbu x (m)
 Y = jarak tiang arah sumbu y (m)
 np = jumlah tiang bor (buah)

Tabel 5.36 Perhitungan Gaya Aksial Tiang Bor

No	x	y	x^2	y^2	Komb. 1	Komb. 2	Komb. 3	Komb. 4
	m	m	m^2	m^2	kN	kN	kN	kN
1	4.5	-5.3	20.3	27.6	2987.5863	3017.7183	860.41897	5314.7746
2	4.5	-1.8	20.3	3.06	3280.3971	3310.52905	3057.807	6141.5916
3	4.5	1.75	20.3	3.06	3573.2078	3603.3398	5255.195	6968.4087
4	4.5	5.25	20.3	27.6	3866.0186	3896.15055	7452.583	7795.2257
5	1.5	-5.3	2.25	27.6	2987.5863	2997.6303	175.13349	3030.4897
6	1.5	-1.8	2.25	3.06	3280.3971	3290.44105	2372.5215	3857.3067
7	1.5	1.75	2.25	3.06	3573.2078	3583.2518	4569.9095	4684.1237
8	1.5	5.25	2.25	27.6	3866.0186	3876.06255	6767.2975	5510.9408

9	-1.5	-5.3	2.25	27.6	2987.5863	2977.5423	-510.15199	746.20472
10	-1.5	-1.8	2.25	3.06	3280.3971	3270.35305	1687.236	1573.0218
11	-1.5	1.75	2.25	3.06	3573.2078	3563.1638	3884.624	2399.8388
12	-1.5	5.25	2.25	27.6	3866.0186	3855.97455	6082.012	3226.6558
13	-4.5	-5.3	20.3	27.6	2987.5863	2957.4543	-1195.4375	-1538.0802
14	-4.5	-1.8	20.3	3.06	3280.3971	3250.26505	1001.9505	-711.26318
15	-4.5	1.75	20.3	3.06	3573.2078	3543.0758	3199.3385	115.55385
16	-4.5	5.25	20.3	27.6	3866.0186	3835.88655	5396.7265	942.37088
Σ			180	245				

Dari perhitungan gaya aksial yang terjadi pada tiang bor pilar 4, maka didapatkan gaya aksial maksimum sebesar :

$P_{\max} = 7795,2 \text{ kN}$

$P_{\min} = -1538,1 \text{ kN}$

5.3.4 Perhitungan Daya Dukung Tanah Tiang Bor

Dari perhitungan gaya aksial pada tiang bor diatas dapat diketahui nilai maksimum (P_{max}) gaya aksial tiang bor adalah sebesar 7795,2 kN.

Perhitungan daya dukung tanah berdasarkan tiang bor yang berdiamter 1,5 m dan berdasarkan pada hasil penyelidikan tanah SPT pada titik bor BH-2 berdasarkan rumus dan hasilnya ditunjukkan pada table berikut :

$$Ra = \frac{1}{n} (Ru + Ws) + Ws - W$$

$$Ru = \frac{qc \times AP}{FK1} + \frac{\Sigma(li \times fi) \times Ast}{FK2}$$

Dimana,

- Ra = daya dukung ijin tekan tiang (ton)
- Ru = daya dukung batas pada tanah pondasi (ton)
- Ws = berat efektif tanah yang dipindahkan oleh tiang (ton)
- W = berat efektif tiang dan tanah didalam tiang (ton)
- qc = 20N untuk silt/clay, 40N untuk sand
- N = Nilai N-SPT
- Ap = luas penampang tiang (m²)
 - = $\frac{1}{4} \times \pi \times D^2$
 - = $\frac{1}{4} \times \pi \times (1,5 \text{ m})^2$
 - = 1,77 m²
- Ast = keliling penampang tiang (m)
 - = $\pi \times D$
 - = $\pi \times 1,5 \text{ m}$
 - = 4,71 m
- li = panjang segmen tiang yang di tinjau (m)
- fi = gaya geser pada selimut segmen tiang ($N/2 \leq 12$ untuk tanah berpasir dan kohesif)
- FK = factor keamanan, FK1 = 3, FK2 = 5

Tabel 5.37 Perhitungan Daya Dukung Tanah Tiang Bor

NO	Kedalaman		Ketebalan lapisan li (m)	Jenis Tanah	N - SPT	qc t/m ²	Ap	Ast	fi (t/m ²)	li. fi (t/m)	Σ li.fi
							m ²	m			t/m
1	0	3.5	3.5	pasir berlempung	8	320	1.77	4.71	4	14	14
2	3.5	5.5	2		5	200	1.77	4.71	2.5	5	19
3	5.5	7.5	2		9	360	1.77	4.71	4.5	9	28
4	7.5	9.5	2		11	440	1.77	4.71	5.5	11	39
5	9.5	11.5	2	lempung berpasir	12	240	1.77	4.71	6	12	51
6	11.5	13.5	2		11	220	1.77	4.71	5.5	11	62
7	13.5	15.5	2	lempung sedikit berpasir	26	520	1.77	4.71	13	26	88
8	15.5	17.5	2		19	380	1.77	4.71	9.5	19	107
9	17.5	19.5	2		50	1000	1.77	4.71	12	24	131
10	19.5	21.5	2		35	700	1.77	4.71	12	24	155
11	21.5	23.5	2	pasir berlanau	27	1080	1.77	4.71	12	24	179
12	23.5	25.5	2		45	1800	1.77	4.71	12	24	203
13	25.5	27.5	2		25	1000	1.77	4.71	12	24	227
14	27.5	29.5	2		25	1000	1.77	4.71	12	24	251
15	29.5	30.5	1	pasir sedikit berlanau	50	2000	1.77	4.71	12	12	263
16	30.5	31.5	1		50	2000	1.77	4.71	12	12	275

17	31.5	32.5	1		50	2000	1.77	4.71	12	12	287
18	32.5	33.5	1		50	2000	1.77	4.71	12	12	299
19	33.5	34.5	1		50	2000	1.77	4.71	12	12	311
20	34.5	35.5	1		50	2000	1.77	4.71	12	12	323
21	35.5	36.5	1		50	2000	1.77	4.71	12	12	335
22	36.5	37.5	1		50	2000	1.77	4.71	12	12	347
23	37.5	38.5	1		50	2000	1.77	4.71	12	12	359
24	38.5	39.5	1		50	2000	1.77	4.71	12	12	371
25	39.5	40.5	1		50	2000	1.77	4.71	12	12	383
26	40.5	41.5	1		50	2000	1.77	4.71	12	12	395
27	41.5	42.5	1		50	2000	1.77	4.71	12	12	407
28	42.5	43.5	1		50	2000	1.77	4.71	12	12	419
29	43.5	44.5	1		50	2000	1.77	4.71	12	12	431
30	44.5	45.5	1		50	2000	1.77	4.71	12	12	443
31	45.5	46.5	1		50	2000	1.77	4.71	12	12	455
32	46.5	47.5	1		50	2000	1.77	4.71	12	12	467
33	47.5	48.5	1		50	2000	1.77	4.71	12	12	479
34	48.5	49.5	1		50	2000	1.77	4.71	12	12	491
35	49.5	50.5	1		50	2000	1.77	4.71	12	12	503

Direncanakan kedalaman bored pile = 35 m

Maka nilai daya dukung tanah pada kedalaman tersebut adalah sebagai berikut :

$$\begin{aligned}
 Ru &= \frac{qc \times AP}{FK1} + \frac{\Sigma(li \times fi) \times Ast}{FK2} \\
 &= \frac{2000 \frac{t}{m^2} \times 1,77 m^2}{3} + \frac{323 \frac{t}{m^2} \times 4,71 m}{5} \\
 &= 1483 \text{ ton} \\
 Ra &= \frac{1}{n} (Ru - Ws) + Ws - W \\
 &= 1483 \text{ ton} - 35,05 \text{ ton} + 105,1 \text{ ton} + 154,6 \text{ ton} \\
 &= 1398 \text{ ton} \\
 &= 13979,9 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

5.3.5 Perhitungan Daya Dukung Bahan Tiang Bor

Perhitungan daya dukung berdasarkan kekuatan bahan ditujukan untuk mengontrol gaya aksial tekan yang terjadi pada tiang bor yang berdiameter 1,5 m.

Daya dukung bahan tiang bor di hitung berdasarkan rumus dan hasilnya dapat dilihat sebagai berikut :

$$\sigma_b = 0,33 \times f_{c'}$$

$$P_a = \sigma_b \times A \text{ tiang}$$

Dimana,

$$\sigma_b = \text{tegangan tekan beton ijin (MPa)}$$

$$f_{c'} = \text{kekuatan tekan beton (41,5 MPa)}$$

$$P_a = \text{daya dukung ijin tekan tiang (N)}$$

$$A \text{ tiang} = \text{luas penampang tiang bor (mm}^2\text{)}$$

Tegangan tekan beton ijin,

$$\begin{aligned}
 \sigma_b &= 0,33 \times f_{c'} \\
 &= 0,33 \times 41,5 \text{ MPa} \\
 &= 13,7 \text{ MPa}
 \end{aligned}$$

Daya dukung ijin tekan tiang,

$$\begin{aligned}
 P_a &= \sigma_b \times A \text{ tiang} \\
 &= 13,7 \text{ MPa} \times 1767145,87 \text{ mm}^2 \\
 &= 24201062,7 \text{ N} \\
 &= 24201,0627 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

5.3.6 Perhitungan Daya Dukung Tarik Tiang

Perhitungan daya dukung ijin tarik tiang bor ditujukan untuk mengontrol gaya Tarik yang terjadi pada tiang bor.

Rumus yang digunakan untuk menghitung daya dukung ijin Tarik tiang adalah sebagai berikut :

$$P_{ta} = \frac{(\sum \text{lixfi} \times \text{Ast}) \times 0,7}{FK2} + W_p$$

Dimana :

W_p = berat 1 tiang (155 ton)

Maka nilai daya dukung ijin Tarik tiang adalah sebagai berikut :

$$\begin{aligned}
 P_{ta} &= \frac{\left(375 \frac{\text{t}}{\text{m}} \times 4,71 \text{ m}\right) \times 0,7}{5} + 155 \text{ t} \\
 &= 402 \text{ t} \\
 &= 4020 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

5.3.7 Efisiensi Tiang Bor

Untuk menghitung daya dukung tiang kelompok direncanakan konfigurasi dan efisiensi efisiensinya.

Efisiensi tiang kelompok dihitung dengan rumus Converse - Labbare sebagai berikut :

$$\eta = 1 - \tan^{-1} \frac{d}{s} \times \frac{(n-1)m + (m-1)n}{90 \times m \times n}$$

Dimana,

η = koefisien kelompok tiang bor

d = diameter tiang bor (m)

s = jarak antar tiang tegak lurus sumbu x (m)

m = jumlah tiang dalam satu kolom

n = jumlah tiang dalam satu baris

$$\begin{aligned}\eta &= 1 - \tan^{-1} \frac{d}{s} \times \frac{(n-1)m + (m-1)n}{90 \times m \times n} \\ &= 1 - \tan^{-1} \frac{1,5 \text{ m}}{3,5 \text{ m}} \times \frac{(4-1)4 + (4-1)4}{90 \times 4 \times 4} \\ &= 0,61\end{aligned}$$

5.3.8 Kontrol Terhadap Gaya Aksial Vertikal

Daya dukung suatu tiang harus ditinjau berdasarkan kekuatan tanah dan kekuatan bahan penyusun tiang tersebut.

- **Berdasarkan daya dukung tanah**

Berdasarkan analisa perhitungan daya dukung tanah pada sub bab 6.3.4 didapatkan besarnya daya dukung ijin tanah terhadap pondasi tiang bor dengan diameter 1,5 m dengan kedalaman 35 m diperoleh nilai P ijin sebagai berikut :

$$\eta \times P_a > P_{\max}$$

$$0,61 \times 13979,9 \text{ kN} > 7795 \text{ kN}$$

$$8571,9 \text{ kN} > 7795 \text{ kN} \quad \mathbf{OK}$$

- **Berdasarkan kekuatan bahan**

Kekuatan tekan ijin terhadap gaya aksial vertikal untuk tiang bor berdiameter 1,5 m adalah sebesar 24201,1 kN.

Sedangkan beban aksial tekan maksimal (P_{\max}) yang diterima tiang adalah sebesar 7795 kN, maka :

$$24201,1 \text{ kN} > 7795 \text{ kN} \quad \mathbf{OK}$$

- **Berdasarkan daya dukung cabut**

Daya dukung ijin cabut/tarik pada satu tiang bor berdiameter 1,5 m adalah sebesar 4020 kN.

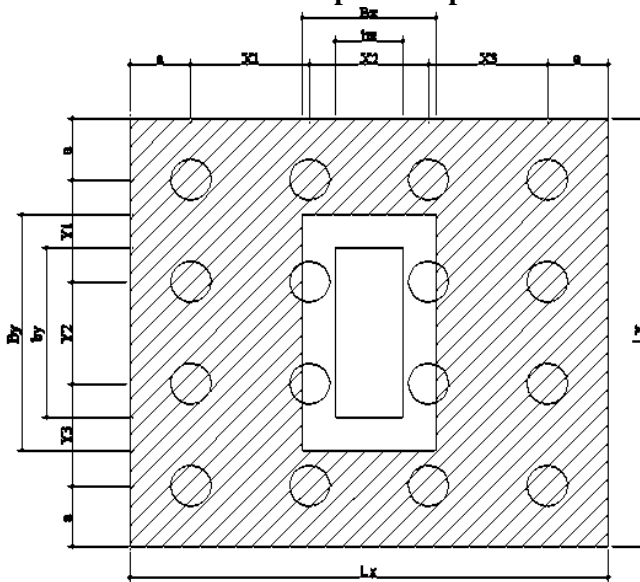
Sedangkan beban aksial minimal (P_{min}) yang diterima tiang bor adalah sebesar 1538 kN, maka :

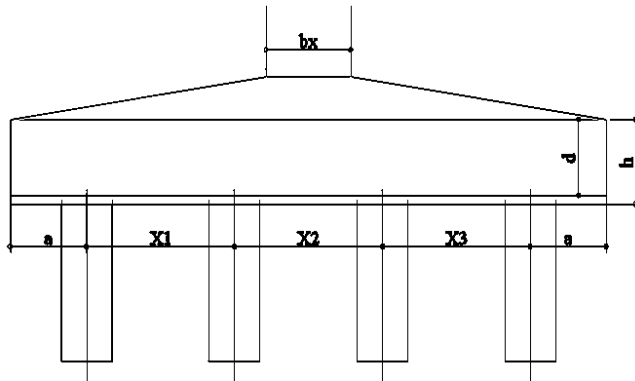
$$4020 \text{ kN} > 1538 \text{ kN}$$

OK

5.3.9 Kontrol terhadap Geser Pons

C. Geser Pons Kolom Terhadap Pile Cap

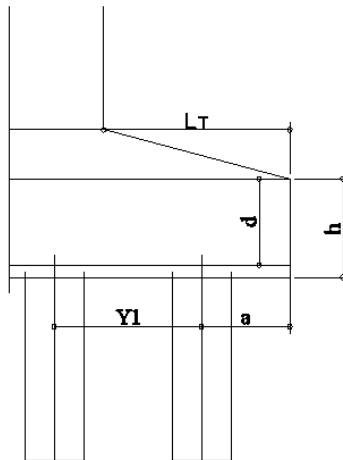




Gambar 5.11 Penampang Pile Cap

Lebar kolom	b_x	$= 2 \text{ m}$
Panjang kolom	d_y	$= 3 \text{ m}$
Tinggi pile cap	h	$= 2 \text{ m}$
Selimut beton	d'	$= 0,05 \text{ m}$
Tebal efektif pile cap	$d = h - d'$	$= 1,95 \text{ m}$
Lebar bidang geser pons arah Y	$B_y = b_y + d$	$= 4,95 \text{ m}$
Lebar bidang geser pons arah X	$B_x = b_x + d$	$= 3,95 \text{ m}$
Gaya geser pons akibat beban pada kolom	P_{uk}	$= 43999 \text{ kN}$
Keliling bidang kritis geser pons,		
$b_o = 2 \times (B_x + B_y)$		$= 17,8 \text{ m}^2$
Kuat geser pons,		
$\phi \times V_c \text{ pons}$	$= 0,6 \times 1/3 \times \sqrt{f'_c} \times b_o \times d$	
	$= 44720,7 \text{ kN}$	
Kontrol,		
$V_u \text{ pons}$	$<$	$\phi \times V_c \text{ pons}$
43999 kN	$<$	$44720,7 \text{ kN} \quad \mathbf{OK}$

D. Geser Pons Tiang Bor Terhadap pile Cap



Gambar 5.12 Penampang Pile Cap

Gaya aksial pada tiang bor	P aks	= 13979,9 kN
Jarak antara tiang bora rah x	X	= 3,5 m
Jarak antar tiang bora rah y	Y	= 3 m
Jarak tiang bor ke tepi pile cap	a	= 1,8 m
Tinggi pile cap	h	= 2 m
Selimut beton	d'	= 0,05 m
Tebal efektif pile cap	d = h - d'	= 1,95 m
Keliling bidang geser pons,		
$b_o = 2 \times (\frac{1}{2}X + a) + 2 \times (\frac{1}{2}Y + a)$		= 13,7 m
Kuat geser pons,		
$\phi \times V_c \text{ pons}$		= $0,6 \times \frac{1}{3} \times \sqrt{f_c} \times b_o \times d$
		= 34419,87 kN

Kontrol,

$V_u \text{ pons}$	<	$\phi V_c \text{ pons}$	
13979,9 kN	<	34419,87 kN	OK

5.3.10 Desain Pile Cap Pilar 4

Pile cap pada pilar 4 memiliki dimensi 14,1 m x 12,6 m. Perhitungan analisis Pile Cap pada pilar 4 berdasarkan pada pembebanan dalam keadaan batas ultimit.

5.3.10.1 Data Perencanaan Pilecap P4

Tinggi pile cap	H	= 2 m
Lebar pile cap	L	= 14,1 m
Panjang pile cap	B	= 12,6 m
Diameter tulangan pokok	\varnothing_p	= 32 mm
Luas tulangan pokok	A_p	= 804 mm ²
Tebal selimut beton	d'	= 50 mm
Tebal efektif beton	d	= 1915 mm
Tegangan leleh baja > 12 mm	f_y	= 400 MPa
Kuat tekan beton	f_c'	= 41,5 Mpa
Modulus elastis beton	E_c	= 30277,6 MPa

5.3.10.2 Analisa Struktur Pile Cap P4

Perhitungan analisis momen pile cap diambil dari SAP2000 adalah sebagai berikut :

Tabel 5.38 Analisa Struktur Pile Cap P4

	M11	M22
	kN.m	kN.m
Komb. 1	-17281.1	-16094.7
Komb. 2	-17281.1	-16094.7
Komb. 3	-10357.6	-12032.2
Komb. 4	-11709.6	-10284.1

Sehingga momen yang di gunakan untuk desain tulangan pile cap berasal dari reaksi dari kombinasi 2U yaitu sebesar :

$$M_u = -17281,1 \text{ kN.m}$$

5.3.10.3 Perhitungan Tulangan Pile Cap P4

$$Mu = 17281,1 \text{ kN.m}$$

$$\begin{aligned} Mu \text{ per meter} &= 17281,1 \text{ kN.m} : 14,1 \text{ m} \\ &= 1225,6 \text{ kN.m/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Mn \text{ perlu} &= Mu / \Phi \\ &= 1225,6 \text{ kN.m} / 0.8 \\ &= 1532,012 \text{ kN.m} \\ &= 1532012411 \text{ N.mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Rn &= \frac{Mn}{bxd^2} \\ &= \frac{1532012411 \text{ N.mm}}{1000 \text{ mm} \times (1915 \text{ mm})^2} \\ &= 0,418 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} m &= \frac{Fy}{0,85 \times f'c'} \\ &= \frac{400 \text{ MPa}}{0,85 \times 41,5 \text{ MPa}} \\ &= 11,34 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \rho &= \frac{1}{m} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times Rn}{Fy}} \right) \\ &= \frac{1}{11,34} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 11,34 \times 0,418 \frac{N}{mm^2}}{400 \frac{N}{mm^2}}} \right) \\ &= 0,0011 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \rho \text{ min} &= \frac{1,4}{fy} \\ &= \frac{1,4}{400 \text{ MPa}} \\ &= 0,0035 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \rho \text{ max} &= 0,75 \times \frac{0,85 f'c'}{Fy} \times \beta 1 \times \frac{600}{600 + Fy} \\ &= 0,75 \times \frac{0,85 \times 41,5}{400} \times 0,85 \times \frac{600}{600 + 400} \\ &= 0,0337 \end{aligned}$$

Cek, $\rho \text{ min} < \rho < \rho \text{ max}$

$$0,0035 > 0,0011 < 0,0337$$

Maka digunakan $\rho \text{ min} = 0,0035$

A. Tulangan Lentur

Perhitungan luas tulangan lentur perlu adalah sebagai berikut:

$$\begin{aligned} \text{As perlu} &= \rho \times b \times d \\ &= 0,0035 \times 1000 \text{ mm} \times 1915 \text{ mm} \\ &= 6702,5 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Direncanakan tulangan lentur D32.

Jarak antar tulangan lentur maksimum,

$$\begin{aligned} s_{\max} &= \frac{As_{\text{pasang}} \times b}{As_{\text{perlu}}} \\ &= \frac{804 \text{ mm}^2 \times 1000 \text{ mm}}{6702,5 \text{ mm}^2} \\ &= 120 \text{ mm}. \end{aligned}$$

Maka dipasang tulangan lentur, **D32 – 100 mm**.

5.3.11 Desain Kolom Pilar 4

Analisis pembebanan kolom pada pilar 4 dengan beban yang bekerja yaitu beban bangunan atas, beban lalu lintas, beban angin, beban sendiri kolom dan beban gempa. Perhitungan beban tersebut dihitung menggunakan aplikasi SAP2000 dimana beban – beban tersebut dikalikan dengan factor ultimit.

5.3.11.1 Data Perencanaan Kolom P4

Tinggi kolom	H	= 2,5 m
Lebar kolom	L	= 2 m
Panjang kolom	B	= 3 m
Diameter tulangan pokok	Øp	= 32 mm
Luas tulangan pokok	Ap	= 804 mm ²
Diameter tulangan geser	Øg	= 16 mm
Luas tulangan geser	Ag	= 201 mm ²
Tebal selimut beton	d'	= 50 mm
Tebal efektif beton	d	= 1918 mm
Tegangan leleh baja > 12 mm	fy	= 400 MPa
Tegangan leleh baja < 12 mm	fy	= 240 MPa
Kuat tekan beton	fc'	= 41,5 Mpa
Modulus elastis beton	Ec	= 30277,6 MPa

5.3.11.2 Analisa Struktur Kolom P4

Perhitungan analisis momen pile cap diambil dari SAP2000 adalah sebagai berikut :

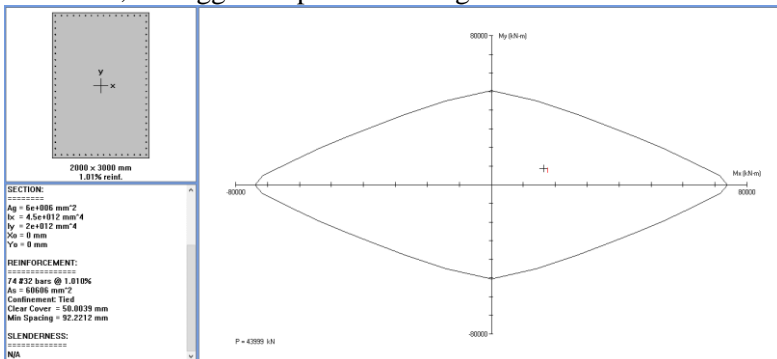
Tabel 5.39 Analisa Struktur Kolom P4

	M2	M3	V2	V3
	kN.m	kN.m	kN	kN
Komb. 1	14791.6	7954	568	0
Komb. 2	16431.8	7954	568	241.2
Komb. 3	13291.2	8779.8	1073.6	946.2
Komb. 4	15589.7	5555.4	435.3	3145.3

5.3.11.3 Perhitungan Tulangan Kolom P4

A. Tulangan Lentur

Jumlah tulangan lentur perlu dihitung menggunakan aplikasi PCACOL, sehingga didapat hasil sebagai berikut :



Gambar 5.13 Perhitungan tulangan lentur menggunakan aplikasi PCACOL

As perlu = 60606 mm²

Jumlah tulangan perlu = 74 buah

Maka dipasang tulangan lentur, **80 D32**.

B. Tulangan Geser

$$V_u = 3145,3 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} V_c &= \frac{1}{6} \times \sqrt{f_c'} \times b \times d \\ &= 1,07 \text{ MPa} \times 3000 \text{ mm} \times 1918 \text{ mm} \\ &= 6177925,3 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \phi V_c &= 0,75 \times 6177925,3 \text{ N} \\ &= 4633444 \text{ N} \end{aligned}$$

Kontrol kondisi 1,

$$\begin{aligned} \text{Syarat, } 0,5 \times \phi V_c &> V_u \\ 2316722 \text{ N} &< 3145300 \text{ N} \\ &(\text{Hitung kondisi 2}) \end{aligned}$$

Kontrol kondisi 2,

$$\begin{aligned} \text{Syarat, } 0,5 \times \phi V_c &< V_u < \phi V_c \\ 2316722 \text{ N} &< 3145300 \text{ N} < 4633444 \text{ N} \end{aligned} \quad \text{OK}$$

$$\begin{aligned} V_s \text{ min} &= 1/3 \times b_w \times d \\ &= 1/3 \times 3000 \text{ mm} \times 1918 \text{ mm} \\ &= 1918000 \text{ N} \end{aligned}$$

Direncanakan tulangan geser diameter 16 dengan 2 lengan, maka:

$$A_v = 402 \text{ mm}^2$$

$$s = 150 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} V_s \text{ pasang} &= \frac{A_v \times f_y \times d}{s} \\ &= \frac{402 \text{ mm}^2 \times 400 \text{ MPa} \times 1918 \text{ mm}}{150 \text{ mm}} \\ &= 2056096 \text{ N} > V_s \text{ min} = 1918000 \text{ N} \end{aligned} \quad \text{OK}$$

$$\begin{aligned} A_v \text{ min} &= \frac{b_w \times s}{3 \times f_y} \\ &= \frac{3000 \text{ mm} \times 150 \text{ mm}}{3 \times 400 \text{ MPa}} \\ &= 375 \text{ mm}^2 < A_v \text{ pasang} = 402 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Kontrol jarak tulangan,

$$\text{Syarat 1, } s < 1/2 d$$

150 mm < 959 mm **OK**
Syarat 2, $s < 600 \text{ mm}$
150 mm < 600 mm **OK**
Maka direncanakan tulangan geser **D16 – 150 mm**.

5.3.12 Desain Pier Head Pilar 4

Perhitungan analisis pierhead berdasarkan pembebanan dalam keadaan ultimit.

5.3.12.1 Data Perencanaan Pier Head P4

Tinggi pier head	H	= 1,9 m
Lebar pier head	L	= 2,9 m
Panjang pier head	B	= 23,5 m
Diameter tulangan pokok	\varnothing_p	= 29 mm
Luas tulangan pokok	A_p	= 661 mm ²
Diameter tulangan bagi	\varnothing_g	= 19 mm
Luas tulangan bagi	A_g	= 284 mm ²
Diameter tulangan geser	\varnothing_v	= 13 mm
Luas tulangan geser	A_v	= 113 mm ²
Tebal selimut beton	d'	= 50 mm
Tebal efektif beton	d	= 1811,5 mm
Tegangan leleh baja > 12 mm	f_y	= 400 MPa
Tegangan leleh baja < 12 mm	f_y	= 240 MPa
Kuat tekan beton	f_c'	= 41,5 Mpa
Modulus elastis beton	E_c	= 30277,6 MPa

5.3.12.2 Analisa Struktur Pier Head P4

Beban yang bekerja pada pier head yaitu seluruh beban dari bangunan atas, beban sendiri dan beban gempa. Perhitungan beban, gaya dan momen merupakan hasil dari output SAP2000.

Tabel 5.40 Analisa Struktur Pier Head P4

	M11	M22
	kN.m	kN.m
Komb. 1	2259	3738.3

Komb. 2	2259	3738.3
Komb. 3	9811.1	4816.8
Komb. 4	4395.4	3875.2

5.3.12.3 Perhitungan Tulangan Pier Head P4

$$Mu = 9811,1 \text{ kN.m}$$

$$Mu \text{ per meter} = 9811,1 \text{ kN.m} / 2,9 \text{ m} \\ = 3383,1 \text{ kN.m}$$

$$Mn \text{ perlu} = Mu / \phi \\ = 3383,1 \text{ kN.mm} / 0.8 \\ = 4228,9 \text{ kN.mm} \\ = 4228922414 \text{ N.mm}$$

$$Rn = \frac{Mn}{bxd^2} \\ = \frac{4228922414 \text{ N.mm}}{1000 \text{ mm} \times (1811,5 \text{ mm})^2} \\ = 1,29 \text{ N/mm}^2$$

$$m = \frac{Fy}{0,85 \times f'c'} \\ = \frac{400 \text{ MPa}}{0,85 \times 41,5 \text{ MPa}} \\ = 11,34$$

$$\rho = \frac{1}{m} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times Rn}{Fy}} \right) \\ = \frac{1}{11,34} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 11,34 \times 1,29 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}}{400 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}}} \right) \\ = 0,0033$$

$$\rho \text{ min} = \frac{1,4}{fy} \\ = \frac{1,4}{400 \text{ MPa}} \\ = 0,0035$$

$$\rho \text{ max} = 0,75 \times \frac{0,85 f'c'}{Fy} \times \beta 1 \times \frac{600}{600 + Fy} \\ = 0,75 \times \frac{0,85 \times 41,5}{400} \times 0,85 \times \frac{600}{600 + 400} \\ = 0,0337$$

Cek, $\rho_{\min} < \rho < \rho_{\max}$

$$0,0035 > 0,0033 < 0,0337$$

Maka digunakan $\rho_{\min} = 0,0035$

A. Tulangan Lentur

Perhitungan luas tulangan lentur perlu adalah sebagai berikut:

$$\begin{aligned} \text{As perlu} &= \rho \times b \times d \\ &= 0,0035 \times 1000 \text{ mm} \times 1811,5 \text{ mm} \\ &= 6340,25 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Direncanakan tulangan lentur D29.

Jarak antar tulangan lentur maksimum,

$$\begin{aligned} s_{\max} &= \frac{As_{\text{pasang}} \times b}{As_{\text{perlu}}} \\ &= \frac{661 \text{ mm}^2 \times 1000 \text{ mm}}{6340,25 \text{ mm}^2} \\ &= 104 \text{ mm}. \end{aligned}$$

Maka dipasang tulangan lentur, **D29 – 100 mm**.

B. Tulangan Bagi

$$\begin{aligned} \text{As perlu} &= 20\% \text{ As lentur} \\ &= 20\% \times 6340,25 \text{ mm}^2 \\ &= 1268,05 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Direncanakan tulangan bagi D19.

Jarak antar tulangan,

$$\begin{aligned} s &= \frac{As_{\text{pasang}} \times b}{As_{\text{perlu}}} \\ &= \frac{284 \text{ mm}^2 \times 1000 \text{ mm}}{1268,05 \text{ mm}^2} \\ &= 224 \text{ mm} \end{aligned}$$

Maka dipasang tulangan bagi **D19 – 200 mm**.

C. Tulangan Geser

$$\begin{aligned} V_u &= 17019,2 \text{ kN} \\ V_u \text{ per meter} &= 17019,2 \text{ kN} : 23,5 \text{ m} \\ &= 744,2 \text{ kN} \\ &= 744221 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 V_c &= \frac{1}{6} \times \sqrt{f_c'} \times b \times d \\
 &= \frac{1}{6} \times \sqrt{41,5 \text{ MPa}} \times 1000 \text{ mm} \times 1811,5 \text{ mm} \\
 &= 1944962,1 \text{ N} \\
 \phi V_c &= 0,75 \times 1944962,1 \text{ N} \\
 &= 1458721,6 \text{ N}
 \end{aligned}$$

Kondisi 1,

$$\begin{aligned}
 \text{Syarat, } 0,5 \phi V_c &> V_u \\
 729360,78 \text{ N} &> 744221 \text{ N} \\
 &\text{(Hitung kondisi 2)}
 \end{aligned}$$

Kondisi 2,

$$\begin{aligned}
 \text{Syarat, } 0,5 \phi V_c &< V_u < \phi V_c \\
 729360,78 \text{ N} &< 744221 \text{ N} < 1458721,6 \text{ N} \quad \textbf{OK}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 V_s \text{ min} &= 1/3 \times b_w \times d \\
 &= 1/3 \times 1000 \text{ mm} \times 1811,5 \text{ mm} \\
 &= 603833,3 \text{ N}
 \end{aligned}$$

Direncanakan tulangan geser diameter 13 dengan 2 lengan,

$$\begin{aligned}
 A_v \text{ pasang} &= 266 \text{ mm}^2 \\
 s \text{ pasang} &= 250 \text{ mm} \\
 V_s \text{ pasang} &= \frac{A_v \times f_y \times d}{s} \\
 &= \frac{266 \text{ mm}^2 \times 400 \text{ MPa} \times 1811,5 \text{ mm}}{250 \text{ mm}} \\
 &= 770974,4 \text{ N} > V_s \text{ min} = 603833,3 \text{ N} \quad \textbf{OK}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 A_v \text{ min} &= \frac{b_w \times s}{3 \times f_y} \\
 &= \frac{1000 \text{ mm} \times 250 \text{ mm}}{3 \times 400 \text{ MPa}} \\
 &= 208 \text{ mm}^2 < A_v \text{ pasang} = 266 \text{ mm}^2 \quad \textbf{OK}
 \end{aligned}$$

Kontrol jarak tulangan,

$$\begin{aligned}
 \text{Syarat 1, } s &\leq d/2 \\
 250 \text{ mm} &< 906 \text{ mm} \quad \textbf{OK}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Syarat 2, } s &\leq 600 \text{ mm} \\
 250 \text{ mm} &< 600 \text{ mm} \quad \textbf{OK}
 \end{aligned}$$

Maka dipasang tulangan geser **D13 – 250 mm**.

5.3.13 Desain Longitudinal Stopper Pilar 4

Perhitungan analisis pierhead berdasarkan pembebanan dalam keadaan ultimit.

5.3.13.1 Data Perencanaan Stopper P4

Tinggi stopper	H	= 1,2 m
Lebar stopper	L	= 1,5 m
Panjang stopper	B	= 23,5 m
Diameter tulangan pokok	Øp	= 29 mm
Luas tulangan pokok	Ap	= 661 mm ²
Diameter tulangan bagi	Øg	= 16 mm
Luas tulangan bagi	Ag	= 201 mm ²
Diameter tulangan geser	Øv	= 13 mm
Luas tulangan geser	Av	= 113 mm ²
Tebal selimut beton	d'	= 50 mm
Tebal efektif beton	d	= 1429 mm
Tegangan leleh baja > 12 mm	fy	= 400 MPa
Tegangan leleh baja < 12 mm	fy	= 240 MPa
Kuat tekan beton	fc'	= 41,5 Mpa
Modulus elastis beton	Ec	= 30277,6 MPa

5.3.13.2 Analisa Struktur Stopper P4

Beban yang bekerja pada longitudinal stopper yaitu seluruh beban dari bangunan atas, beban sendiri dan beban gempa. Perhitungan beban, gaya dan momen merupakan hasil dari output SAP2000.

Tabel 5.41 Analisa Struktur Stopper P4

	M11	M22
	kN.m	kN.m
Komb. 1	1221.7	1760.4
Komb. 2	1218.9	1754.4
Komb. 3	6452.7	5392.3

Komb. 4	2744.1	2906
----------------	--------	------

5.3.13.3 Perhitungan Tulangan Stopper P4

$$Mu = 6452,7 \text{ kN.m}$$

$$\begin{aligned} Mu \text{ per meter} &= 6452,7 \text{ kN.m} : 23,5 \text{ m} \\ &= 274,6 \text{ kN.m/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Mn \text{ perlu} &= Mu / \phi \\ &= 274,4 \text{ kN.mm} / 0.8 \\ &= 343,3 \text{ kN.mm} \\ &= 343228723,4 \text{ N.mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Rn &= \frac{Mn}{bxd^2} \\ &= \frac{343228723,4 \text{ N.mm}}{1000 \text{ mm} \times (1429 \text{ mm})^2} \\ &= 0,168 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} m &= \frac{Fy}{0,85 \times f'c} \\ &= \frac{400 \text{ MPa}}{0,85 \times 41,5 \text{ MPa}} \\ &= 11,34 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \rho &= \frac{1}{m} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times Rn}{Fy}} \right) \\ &= \frac{1}{11,34} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 11,34 \times 0,168 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}}{400 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}}} \right) \\ &= 0,0004 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \rho \text{ min} &= \frac{1,4}{fy} \\ &= \frac{1,4}{400 \text{ MPa}} \\ &= 0,0035 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \rho \text{ max} &= 0,75 \times \frac{0,85 f'c}{Fy} \times \beta 1 \times \frac{600}{600 + Fy} \\ &= 0,75 \times \frac{0,85 \times 41,5}{400} \times 0,85 \times \frac{600}{600 + 400} \\ &= 0,0337 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Cek, } \rho \text{ min} &< \rho < \rho \text{ max} \\ 0,0035 &> 0,0004 < 0,0337 \end{aligned}$$

Maka digunakan $\rho_{\min} = 0,0035$

A. Tulangan Lentur

Perhitungan luas tulangan lentur perlu adalah sebagai berikut:

$$\begin{aligned} \text{As perlu} &= \rho \times b \times d \\ &= 0,0035 \times 1000 \text{ mm} \times 1429 \text{ mm} \\ &= 5001,5 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Direncanakan tulangan lentur D29.

Jarak antar tulangan lentur maksimum,

$$\begin{aligned} s_{\max} &= \frac{\text{As pasang} \times b}{\text{As perlu}} \\ &= \frac{661 \text{ mm}^2 \times 1000 \text{ mm}}{5001,5 \text{ mm}^2} \\ &= 132 \text{ mm}. \end{aligned}$$

Maka dipasang tulangan lentur, **D29 – 125 mm**.

B. Tulangan Bagi

$$\begin{aligned} \text{As perlu} &= 20\% \text{ As lentur} \\ &= 20\% \times 5001,5 \text{ mm}^2 \\ &= 1000,3 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Direncanakan tulangan bagi D16.

Jarak antar tulangan,

$$\begin{aligned} s &= \frac{\text{As pasang} \times b}{\text{As perlu}} \\ &= \frac{201 \text{ mm}^2 \times 1000 \text{ mm}}{1000,3 \text{ mm}^2} \\ &= 201 \text{ mm} \end{aligned}$$

Maka dipasang tulangan bagi **D16 – 200 mm**.

C. Tulangan Geser

$$\begin{aligned} V_u &= 1251,9 \text{ kN} \\ V_c &= \frac{1}{6} \times \sqrt{f'c'} \times b \times d \\ &= \frac{1}{6} \times \sqrt{41,5 \text{ MPa}} \times 1000 \text{ mm} \times 1429 \text{ mm} \\ &= 1534281,4 \text{ N} \\ \phi V_c &= 0,75 \times 1534281,4 \text{ N} \end{aligned}$$

$$= 1150711,1 \text{ N}$$

Kondisi 1,

Syarat, $0,5 \phi V_c > V_u$

$$575355,5 \text{ N} > 1251909 \text{ N}$$

(Hitung kondisi 2)

Kondisi 2,

Syarat, $0,5 \phi V_c < V_u < \phi V_c$

$$575355,5 \text{ N} < 1251909 \text{ N} < 1150711,1 \text{ N}$$

(Hitung kondisi 3)

Kondisi 3,

Syarat, $\phi V_c < V_u < \phi (V_c + V_s \text{ min})$

$$1150711,1 \text{ N} < 1251909 \text{ N} < 1507961,1 \text{ N} \quad \text{OK}$$

$$\begin{aligned} V_s \text{ min} &= 1/3 \times b \times d \\ &= 1/3 \times 1000 \text{ mm}^2 \times 1429 \text{ mm}^2 \\ &= 476333,3 \text{ N} \end{aligned}$$

Direncanakan tulangan geser diameter 13 dengan 2 lengan,

$$A_v \text{ pasang} = 266 \text{ mm}^2$$

$$s \text{ pasang} = 250 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} V_s \text{ pasang} &= \frac{A_v \times f_y \times d}{s} \\ &= \frac{266 \text{ mm}^2 \times 400 \text{ MPa} \times 1429 \text{ mm}}{250 \text{ mm}} \\ &= 608182,4 \text{ N} > V_s \text{ min} = 476333,3 \text{ N} \quad \text{OK} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_v \text{ min} &= \frac{b w \times s}{3 \times f_y} \\ &= \frac{1000 \text{ mm} \times 250 \text{ mm}}{3 \times 400 \text{ MPa}} \\ &= 208 \text{ mm}^2 < A_v \text{ pasang} = 266 \text{ mm}^2 \quad \text{OK} \end{aligned}$$

Kontrol jarak tulangan,

$$\begin{aligned} \text{Syarat 1,} \quad s &\leq d/2 \\ 250 \text{ mm} &< 715 \text{ mm} \quad \text{OK} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Syarat 2,} \quad s &\leq 600 \text{ mm} \\ 250 \text{ mm} &< 600 \text{ mm} \quad \text{OK} \end{aligned}$$

Maka dipasang tulangan geser **D13 – 250 mm**.

5.3.14 Desain Bored Pile Pilar 4

Perhitungan analisis pierhead berdasarkan pembebanan dalam keadaan ultimit.

5.3.14.1 Data Perencanaan Bored Pile P4

Tinggi bored pile	H	= 35 m
Diameter bored pile	D	= 1,5 m
Diameter tulangan pokok	\emptyset_p	= 25 mm
Luas tulangan pokok	A_p	= 491 mm ²
Diameter tulangan geser	\emptyset_v	= 12 mm
Luas tulangan geser	A_v	= 113 mm ²
Tebal selimut beton	d'	= 50 mm
Tebal efektif beton	d	= 1425,5 mm
Tegangan leleh baja > 12 mm	f_y	= 400 MPa
Tegangan leleh baja < 12 mm	f_y	= 240 MPa
Kuat tekan beton	f_c'	= 41,5 Mpa
Modulus elastis beton	E_c	= 30277,6 MPa

5.3.14.2 Analisa Struktur Bored Pile P4

Beban yang bekerja pada bored pile yaitu seluruh beban dari bangunan atas, beban sendiri dan beban gempa. Perhitungan beban, gaya dan momen merupakan hasil dari output SAP2000.

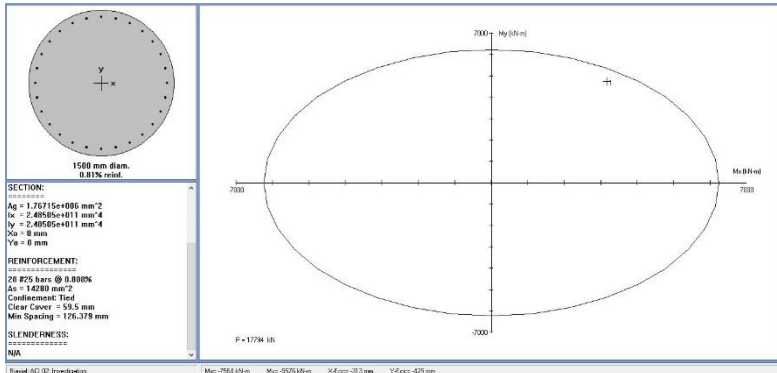
Tabel 5.42 Analisa Struktur Bored Pile P4

	M2	M3	V2	V3
	kN.m	kN.m	kN	kN
Komb. 1	3155.3	-4670.2	-672.4	427.4
Komb. 2	3172.2	-4752.9	-683.7	443.3
Komb. 3	2905.1	-4264.9	-1066.1	591.7
Komb. 4	3017.4	-4181.7	-724.3	1068.6

5.3.14.3 Perhitungan Tulangan Bored P4

A. Tulangan Lentur

Jumlah tulangan lentur dihitung menggunakan program bantu PCACOL, sehingga didapat hasil sebagai berikut :



Gambar 5.14 Perhitungan tulangan lentur menggunakan aplikasi PCACOL

$$As \text{ Perlu} = 14280 \text{ mm}^2$$

$$\text{Jumlah tulangan perlu} = 28$$

Direncanakan tulangan lentur D25.

Maka dipasang tulangan lentur **28 D25**.

B. Tulangan Geser

$$V_u = 1068,6 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} V_c &= \frac{1}{6} \times \sqrt{f'c} \times b \times d \\ &= 1,07 \text{ MPa} \times 1000 \text{ mm} \times 1425,5 \text{ mm} \\ &= 1530523,56 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \phi V_c &= 0,75 \times 1530523,56 \text{ N} \\ &= 11477892,67 \text{ N} \end{aligned}$$

Kontrol kondisi 1,

$$\begin{aligned} \text{Syarat, } 0,5 \times \phi V_c &> V_u \\ 573946,34 \text{ N} &< 1068600 \text{ N} \end{aligned}$$

(Hitung kondisi 2)

Kontrol kondisi 2,

Syarat, $0,5 \times \phi V_c < V_u < \phi V_c$

$$573946,34 \text{ N} < 1068600 \text{ N} > 11477892,67 \text{ N} \quad \mathbf{OK}$$

$$\begin{aligned} V_s \text{ min} &= 1/3 \times b \times d \\ &= 1/3 \times 1000 \text{ mm} \times 1425,5 \text{ mm} \\ &= 475166,7 \text{ N} \end{aligned}$$

Direncanakan tulangan geser diameter 12 mm dengan 2 lengan,

$$A_v \text{ pasang} = 226 \text{ mm}^2$$

$$S \text{ pasang} = 150 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} V_s \text{ pasang} &= \frac{A_v \times f_y \times d}{s} \\ &= \frac{226 \text{ mm}^2 \times 240 \text{ MPa} \times 1425,4 \text{ mm}}{150 \text{ mm}} \\ &= 515460,8 \text{ N} > V_s \text{ min} = 475166,7 \text{ N} \quad \mathbf{OK} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_v \text{ min} &= \frac{b_w \times s}{3 \times f_y} \\ &= \frac{1000 \text{ mm} \times 150 \text{ mm}}{3 \times 240 \text{ MPa}} \\ &= 208 \text{ mm}^2 < A_v \text{ pasang} = 226 \text{ mm}^2 \quad \mathbf{OK} \end{aligned}$$

Kontrol jarak tulangan,

$$\begin{aligned} \text{Syarat 1,} \quad s &\leq d/2 \\ 250 \text{ mm} &< 712 \text{ mm} \quad \mathbf{OK} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Syarat 2,} \quad s &\leq 600 \text{ mm} \\ 250 \text{ mm} &< 600 \text{ mm} \quad \mathbf{OK} \end{aligned}$$

Maka dipasang tulangan geser **Φ12 – 150 mm**.

BAB VI

METODE PELAKSANAAN

Dalam tugas akhir ini diambil metode pelaksanaan mulai dari mobilisasi beton girder ke lokasi proyek hingga proses erection girder.

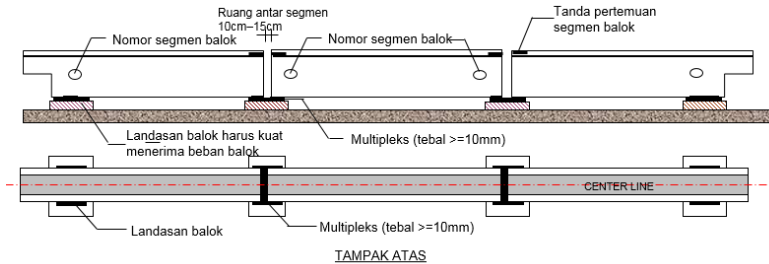
6.1 Penurunan & Setting Balok



Gambar 6.1 Penurunan dan Setting Balok

Keterangan :

1. Landasan segmen balok harus kuat dan rata.
2. Posisi penempatan segmen balok harus urut dan benar (tidak terbalik)
3. Jarak antar segmen 10cm sampai dengan 15cm.
4. Di atas landasan segmen balok sudah disiapkan alas (multipleks) untuk keperluan stressing.
5. Susunan segmen harus diset kelurusannya.



Gambar 6.2 Tampak Atas Setting Balok

6.2 Metode Stressing

a. Pemasangan Strand Baja

Kabel – kabel strand dipasang sesuai dengan spesifikasi dan jumlah yang telah direncanakan. Pemasangan kabel tersebut dilakukan ketika balok masih dalam keadaan segmental.



Gambar 6.3 Pemasangan Strand Baja

b. Pemasangan Angkur

Setiap tendon harus ditempatkan tegak lurus terhadap garis kerja gaya pra-tegang, dan dipasang sedemikian hingga tidak akan bergeser selama pengecoran beton. Sesudah pekerjaan pra-tegang dan penyuntikan selesai, tendon harus ditutup dengan beton dengan tebal paling sedikit 3 cm.



Gambar 6.4 Pemasangan Angkur

c. Pelapisan Epoxy Pada Sambungan Span

Sebelum disambungkan, ujung permukaan balok segmental dilapisi oleh epoxy guna merekatkan balok tersebut.



Gambar 6.5 Pelapisan Epoxy Pada Sambungan Span

d. Instalasi Hydraulic Jack

Sebelum penegangan, kabel harus dibersihkan dengan cara meniupkan udara bertekanan ke dalam selongsong. Jangkar juga harus dalam keadaan bersih. Bagian kabel yang menonjol harus dibersihkan dari bahan-bahan yang tidak dikehendaki, karat/korosi, sisa-sisa adukan semen, minyak atau kotoran debu lainnya yang dapat mempengaruhi perlekatannya dengan pekerjaan penjangkaran. Kabel dicoba untuk ditarik keluar dan masuk ke dalam selongsong agar dapat kelengketan akibat kebocoran selongsong dapat segera diketahui dan diambil langkah-langkah seperlunya.



Gambar 6.6 Instalasi Hydraulic Jack

e. Stressing Menggunakan Hydraulic Jack

Selanjutnya kabel ditegangkan sesuai dengan gaya yang telah direncanakan. Setelah kabel ditegangkan, bagian ujungnya diberi tanda untuk memulai peng-ukuran pemuluran. Bilamana Direksi Pekerjaan menghendaki untuk menentu-kan kesalahan pembacaan pemuluran (*zero error in measuring elongation*) selama proses penegangan, data bacaan dynamometer dan pengukuran pemu-luran harus dicatat dan dibuat grafiknya untuk setiap tahap penegangan.



Gambar 6.7 Stressing Menggunakan Hydraulic Jack

f. Grouting

Lubang penyuntikan harus disediakan pada tendon, pada titik atas dan bawah profil kabel dan pada titik-titik lainnya yang cocok. Lubang penyuntikan dan lubang pembuangan udara paling tidak harus berdiameter 10 mm dan setiap lubang harus ditutup dengan katup atau perlengkapan sejenis yang mampu menahan tekanan 10 kg/cm^2 tanpa kehilangan air, suntikan atau udara.

Kabel harus disuntik dalam waktu 24 jam sesudah penarikan kabel selesai dilakukan. Peralatan pencampur harus dapat menghasilkan adukan semen dengan kekentalan yang homogen dan harus mampu memasok secara menerus pada peralatan penyuntikan. Pertama-tama air dimasukkan ke dalam alat pencampur, kemudian semen. Bilamana telah dicampur sampai merata, jika digunakan, maka aditif akan ditambahkan. Pengadukan harus dilanjutkan sampai diperoleh suatu kekentalan yang merata.

Selongsong penyuntikan tidak boleh terpengaruh oleh guncangan atau getaran dalam waktu 1 hari setelah penyuntikan. Tidak kurang dari 2 hari setelah penyuntikan, permukaan adukan dalam penyuntikan dan lubang pembuangan udara harus diperiksa dan diperbaiki sebagaimana diperlukan. Kabel tidak boleh dipotong

dalam waktu 7 hari setelah penyuntikan. Ujung kabel harus dipotong sedemikian rupa sehingga minimum terdapat selimut beton setebal 3 cm pada ujung balok (*end block*).

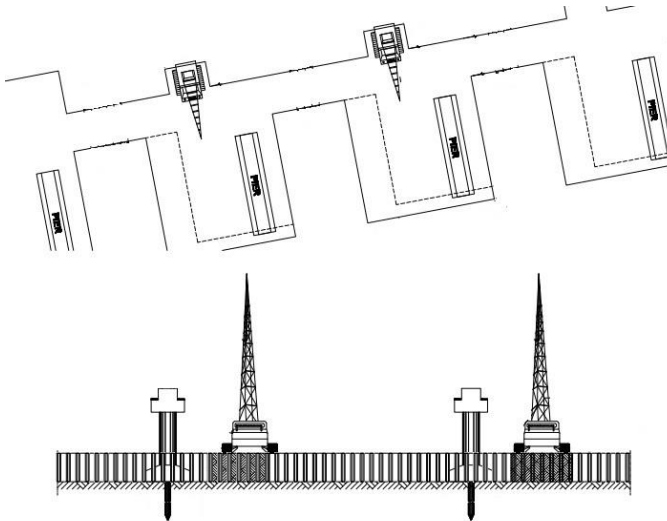


Gambar 6.8 Grouting

6.3 Erection Girder

a. Setting Crawler Crane Di Lokasi Erection Balok Girder.

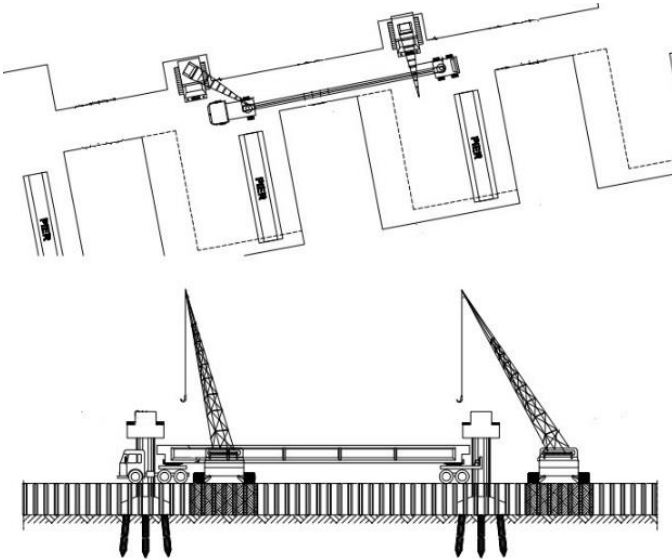
Digunakan 2 buah crawler crane dengan kapasitas angkat masing-masing 150 ton, dengan jarak operating 10 m dan panjang boom 18,3 m. Crawler crane menempati posisi yang telah ditentukan (seperti gambar) dan menunggu boogie dan trailer truck datang membawa balok girder.



Gambar 6.9 Setting Crawler Crane Di Lokasi Erection Balok Girder

b. Transfer Balok Girder Ke Lokasi Erection Balok Girder Menggunakan Boogie Dan Trailer Truck.

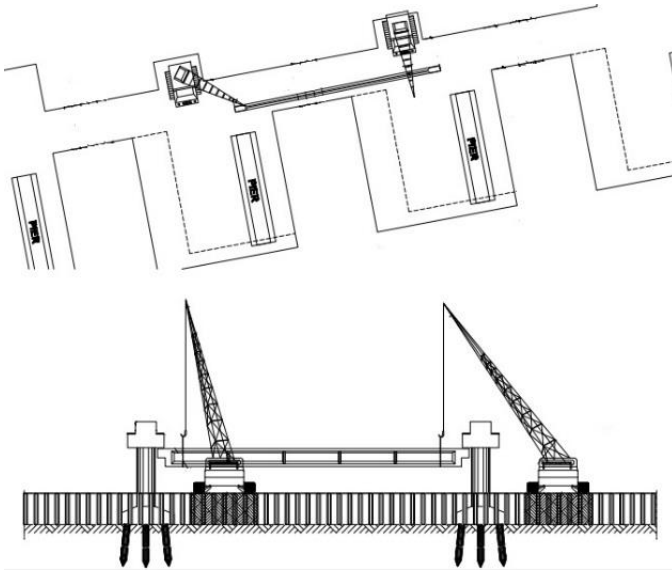
Setelah boogie dan trailer truck datang membawa balok girder, pekerja mengaitkan balok dengan crane sedemikian rupa sehingga balok dapat di angkat oleh crawler crane.



Gambar 6.10 Transfer Balok Girder Ke Lokasi Erection Balok Girder Menggunakan Boogie Dan Trailer Truck

c. **Balok Girder Diterima Oleh Crawler Crane, Boogie Dan Trailer Truck Kembali Ke Stock Yard.**

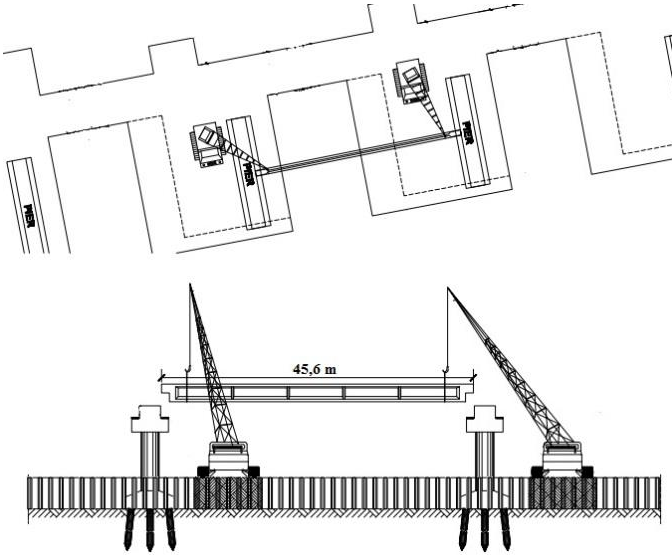
Setelah balok di angkat oleh crawler crane, boogie dan trailer truck kembali ke stock yard dan menyiapkan balok selanjutnya yang akan di erection.



Gambar 6.11 Balok Girder Diterima Oleh Crawler Crane, Boogie Dan Trailer Truck Kembali Ke Stock Yard

d. Balok Girder Diangkat Menuju Tumpuan (Bearing Pad) Oleh Crawler Crane.

Crawler crane bergerak menuju posisi penempatan balok girder, dan menurunkan balok secara perlahan – lahan diatas bearing pad dengan dipandu dengan pekerja.

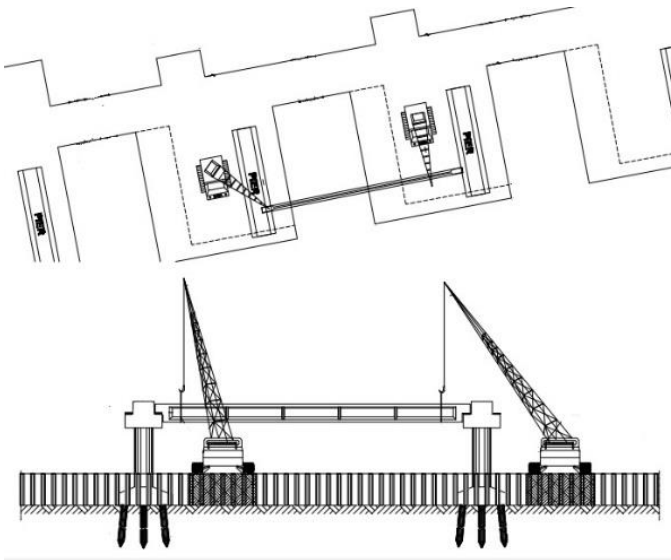


Gambar 6.12 Balok Girder Diangkat Menuju Tumpuan (Bearing Pad) Oleh Crawler Crane

e. **Balok Girder Selesai Di Erection.**

Setelah balok girder berhasil di tempatkan di atas bearing pad, pekerja melepaskan tali/rantai yang digunakan pada saat pengangkatan. Dan crawler crane kembali ke posisi semula untuk mengangkat balok selanjutnya.

Waktu yang digunakan untuk erection satu balok girder adalah sekitar 18 menit, sehingga untuk erection balok dalam satu bentang (P4 – P5) dibutuhkan waktu sekitar 200 menit.



Gambar 6.13 Balok Girder Selesai Di
Erection

BAB VII RENCANA ANGGARAN BIAYA

Harga satuan mengacu pada Balai Jalan Nasional tahun 2006.

7.1 Analisa Harga Satuan

Jenis pekerjaan = Beton K-125

Satuan pembayaran = M³

Tabel 7.1 Analisa Harga Satuan Beton K-125

No.	Komponen	Satuan	Perkiraan Kuantitas	Harga Satuan (Rp.)	Jumlah Harga (Rp.)
A	Tenaga				
1	Pekerja	Jam	5,30	4.285,7	22.719,4
2	Tukang	Jam	1,76	5.714,5	10.097,5
3	Mandor	Jam	0,44	6.428,6	2.839,9
			Jumlah Harga Tenaga		35.656,9
B.	Bahan				
1	Semen	Kg	288,28	910	262.335,9
2	Pasir	M³	0,48	63.800	30.653,9
3	Agregat kasar	M³	0,64	142.565,2	91.330,8
4	Kayu perancah	M³	0,15	1.210.000	181.500

5	Paku	Kg	1,5	7.865	11.797,5
			Jumlah Harga Bahan		577.618,2
C.	Peralatan				
1	Conc. Mixer	Jam	0,44	49.873,9	22.032,6
2	Water tanker	Jam	0,04	132.155,5	5.163,9
3	Conc. Vibrator	Jam	0,44	16.120,7	7.121,6
4	Conc. Pump	Jam	0,44	112.117	49.529,6
5	Alat bantu	LS	1	1.200	1.200
			Jumlah Harga Peralatan		85.047,7
D.	Jumlah harga tenaga, bahan dan peralatan (C + D + E)				698.322,8
E.	Overhead & profit (10% x D)				69.832,3
F.	Harga satuan pekerjaan (D + E)				768.155,1

Jenis pekerjaan = Beton K-350

Satuan pembayaran = M³

Tabel 7.2 Analisa Harga Satuan Beton K-350

No.	Komponen	Satuan	Perkiraan Kuantitas	Harga Satuan (Rp.)	Jumlah Harga (Rp.)
-----	----------	--------	---------------------	--------------------	--------------------

A		Tenaga				
1	Pekerja	Jam	5,30	4.285,7	22.719,4	
2	Tukang	Jam	1,76	5.714,5	10.097,5	
3	Mandor	Jam	0,44	6.428,6	2.839,9	
			Jumlah Harga Tenaga			35.656,9
B.		Bahan				
1	Semen	Kg	384,38	910	349.781,3	
2	Pasir	M³	0,43	63.800	27.247,9	
3	Agregat kasar	M³	0,64	142.565,2	91.330,8	
4	Kayu perancah	M³	0,15	1.210.000	181.500	
5	Paku	Kg	1,5	7.865	11.797,5	
			Jumlah Harga Bahan			661.657,5
C.		Peralatan				
1	Conc. Mixer	Jam	0,44	49.873,9	22.032,6	
2	Water tanker	Jam	0,05	132.155,5	6.885,2	
3	Conc. Vibrator	Jam	0,44	16.120,7	7.121,6	
4	Conc. Pump	Jam	0,44	112.117	49.529,6	
5	Alat bantu	LS	1	1.200	1.200	
			Jumlah Harga Peralatan			86.769

D.	Jumlah harga tenaga, bahan dan peralatan (C + D + E)	784.083,4
E.	Overhead & profit (10% x D)	78.408,4
F.	Harga satuan pekerjaan (D + E)	862.491,8

Jenis pekerjaan = Beton K-500

Satuan pembayaran = M³

Tabel 7.3 Analisa Harga Satuan Beton K-500

No.	Komponen	Satuan	Perkiraan Kuantitas	Harga Satuan (Rp.)	Jumlah Harga (Rp.)
A	Tenaga				
1	Pekerja	Jam	5,30	4.285,7	22.719,4
2	Tukang	Jam	1,76	5.714,5	10.097,5
3	Mandor	Jam	0,44	6.428,6	2.839,9
			Jumlah Harga Tenaga		35.656,9
B.	Bahan				
1	Semen	Kg	466,85	910	424.835,5
2	Pasir	M ³	0,36	63.800	23.166,2
3	Agregat kasar	M ³	0,66	142.565,2	93.919,2
4	Kayu perancah	M ³	0,15	1.210.000	181.500

5	Paku	Kg	1,5	7.865	11.797,5
			Jumlah Harga Bahan		735.218,4
C.	Peralatan				
1	Conc. Mixer	Jam	0,44	49.873,9	22.032,6
2	Water tanker	Jam	0,05	132.155,5	6.968,2
3	Conc. Vibrator	Jam	0,44	16.120,7	7.121,6
4	Conc. Pump	Jam	0,44	112.117	49.529,6
5	Alat bantu	LS	1	1.200	1.200
			Jumlah Harga Peralatan		86.852,6
D.	Jumlah harga tenaga, bahan dan peralatan (C + D + E)				857.728
E.	Overhead & profit (10% x D)				85.772,8
F.	Harga satuan pekerjaan (D + E)				943.500,8

Jenis pekerjaan = Baja tulangan polos

Satuan pembayaran = Kg

Tabel 7.4 Analisa Harga Satuan Baja Tulangan Polos

No.	Komponen	Satuan	Perkiraan Kuantitas	Harga Satuan (Rp.)	Jumlah Harga (Rp.)
A	Tenaga				

1	Pekerja biasa	Jam	0,105	4.285,7	450
2	Tukang	Jam	0,035	5.714,5	200
3	Mandor	Jam	0,035	6.428,6	225
			Jumlah Harga Tenaga		875
B.	Bahan				
1	Baja tulangan polos	Kg	1,1	7.000	7.700
2	Kawat beton	Kg	0,02	9.075	181.5
			Jumlah Harga Bahan		7.881,5
C.	Peralatan				
1	Alat bantu	LS	1	50	50
			Jumlah Harga Peralatan		50
D.	Jumlah harga tenaga, bahan dan peralatan (C + D + E)				8.806,5
E.	Overhead & profit (10% x D)				880,7
F.	Harga satuan pekerjaan (D + E)				9.687,2

Jenis pekerjaan = Baja tulangan ulir

Satuan pembayaran = Kg

Tabel 7.5 Analisa Harga Satuan Baja Tulangan Ulir

No.	Komponen	Satuan	Perkiraan Kuantitas	Harga Satuan (Rp.)	Jumlah Harga (Rp.)
A	Tenaga				
1	Pekerja biasa	Jam	0,105	4.285,7	450
2	Tukang	Jam	0,035	5.714,5	200
3	Mandor	Jam	0,035	6.428,6	225
			Jumlah Harga Tenaga		875
B.	Bahan				
1	Baja tulangan polos	Kg	1,1	7.500	7.500
2	Kawat beton	Kg	0,02	9.075	181,5
			Jumlah Harga Bahan		8.431,5
C.	Peralatan				
1	Alat bantu	LS	1	50	50
			Jumlah Harga Peralatan		50
D.	Jumlah harga tenaga, bahan dan peralatan (C + D + E)				9.356,5
E.	Overhead & profit (10% x D)				935,7
F.	Harga satuan pekerjaan (D + E)				10.292,2

Jenis pekerjaan = Unit pracetak gelagar tipe I

Satuan pembayaran = Buah (L = 45,6 m)

Tabel 7.6 Analisa Harga Satuan Unit Pracetak Gelagar I

No.	Komponen	Satuan	Perkiraan Kuantitas	Harga Satuan (Rp.)	Jumlah Harga (Rp.)
A	Tenaga				
1	Pekerja	Jam	3,012	4.285,7	12.908,8
2	Tukang	Jam	0,3	5.714,5	1.721,2
3	Mandor	Jam	0,3	6.428,6	1.936,3
			Jumlah Harga Tenaga		16.566,3
B.	Bahan				
1	Unit pracetak tipe I Bentang 45,6 m	Buah	1	223.410.000	223.410.000
			Jumlah Harga Bahan		223.410.000
C.	Peralatan				
1	Dump truck	LS	0,59	109.521,9	64.877,4
2	Crane	Jam	0,3	295.888,5	89.123,1
5	Alat bantu	Jam	1	2.500	2.500
			Jumlah Harga Peralatan		156.500,5

D.	Jumlah harga tenaga, bahan dan peralatan (C + D + E)	223.583.066,7
E.	Overhead & profit (10% x D)	22.358.306,7
F.	Harga satuan pekerjaan (D + E)	245.941.373,4

Jenis pekerjaan = Tiang bor beton D 1,2 m

Satuan pembayaran = M'

Tabel 7.7 Analisa Harga Satuan Tiang Bor Beton D 1,2 m

No.	Komponen	Satuan	Perkiraan Kuantitas	Harga Satuan (Rp.)	Jumlah Harga (Rp.)
A	Tenaga				
1	Pekerja	Jam	0,023	4.285,7	102,6
2	Tukang	Jam	0,008	5.714,5	45,6
3	Mandor	Jam	0,003	6.428,6	17,1
			Jumlah Harga Tenaga		165,3
B.	Bahan				
1	Beton K-500	M ³	1,13	857.728	970.067,5
2	Baja tulangan	Kg	91	8.231,5	749.066,5
3	Casing	M ²	3,77	25.000	94.247,8
			Jumlah Harga Bahan		1.813.381,8

C.	Peralatan				
1	Bore pile machine	Jam	0,0027	576.964,6	1.535,1
2	Conc. Pump	Jam	0,226	112.117	25.327,6
5	Alat bantu	LS	1	125	125
			Jumlah Harga Peralatan		26.987,7
D.	Jumlah harga tenaga, bahan dan peralatan (C + D + E)				1.840.534,8
E.	Overhead & profit (10% x D)				184.053,5
F.	Harga satuan pekerjaan (D + E)				2.024.588,3

Jenis pekerjaan = Tiang bor beton D 1,5 m

Satuan pembayaran = M'

Tabel 7.8 Analisa Harga Satuan Tiang Bor Beton D 1,5 m

No.	Komponen	Satuan	Perkiraan Kuantitas	Harga Satuan (Rp.)	Jumlah Harga (Rp.)
A	Tenaga				
1	Pekerja	Jam	0,023	4.285,7	102,6
2	Tukang	Jam	0,008	5.714,5	45,6
3	Mandor	Jam	0,003	6.428,6	17,1
			Jumlah Harga Tenaga		165,3

B.	Bahan				
1	Beton K-500	M ³	1,767	857.728	1.515.730,4
2	Baja tulangan	Kg	137	8.231,5	1.127.715,5
3	Casing	M ²	4.7	25.000	17.809,7
			Jumlah Harga Bahan		2.761.255,7
C.	Peralatan				
1	Bore pile machine	Jam	0,0027	576.964,6	1.535,1
2	Conc. Pump	Jam	0,226	112.117	25.327,6
5	Alat bantu	LS	1	125	125
			Jumlah Harga Peralatan		26.987,7
D.	Jumlah harga tenaga, bahan dan peralatan (C + D + E)				2.788.408,7
E.	Overhead & profit (10% x D)				278.840,9
F.	Harga satuan pekerjaan (D + E)				3.067.249,6

7.2 Perbandingan Biaya Struktur

Tabel 7.9 Total Biaya Struktur Flyover Kertosono Dengan Modifikasi Bentang 45 M

No	Uraian	Satuan	Perkiraan Kuantitas	Harga Satuan (Rp)	Jumlah Harga (Rp)
1	Beton K-125				
	Lean Concrete	M ³	148.122	768,155.07	113780665.9
2	Beton K-350				
	Tiang sandaran	M ³	15	862,491.75	12937376.28
	Pelat lantai kendaraan	M ³	2250	862,491.75	1940606442
3	Beton K-500				
	Pilar 1	M ³	555.24	943,500.76	523869362.7
	Pilar 2	M ³	649.1	943,500.76	612426344.1
	Pilar 3	M ³	702	943,500.76	662337534.4
	Pilar 4	M ³	839.6	943,500.76	792163239.1
	Pilar 5	M ³	696.5	943,500.76	657148280.2
	Pilar 6	M ³	660	943,500.76	622710502.4
	Pilar 7	M ³	646.5	943,500.76	609973242.2

	Ab 1	M ³	391.6	943,500.76	369474898.1
	Ab 2	M ³	391.6	943,500.76	369474898.1
4	Tulangan Polos	Kg	350	9,687.15	3390502.5
5	Tulangan Ulir	Kg	1058740	10,292.15	10896710891
6	Bored Pile D 1,2 m				
	Total panjang bored pile 1,2 m	m'	600	2,024,588.30	1214752982
7	Bored Pile D 1,5 m				
	Total panjang bored pile 1,5 m	m'	3920	3,067,249.59	12023618401
8	Balok Girder I 45 m	buah	72	245,941,373.41	17707778885
				Σ	49019373782

Tabel 7.10 Total Biaya Struktur Flyover Kertosono Eksisting

No	Uraian	Satuan	Perkiraan Kuantitas	Harga Satuan	Jumlah Harga
1	beton K-125	m3	97.2	768,155.07	74664673.18
2	Beton K-350	m3	9406	862,491.75	8112597420
3	Bored pile D 1,2 m	m'	840	2,024,588.30	1700654175
4	Bored pile D 1,5 m	m'	4320	3,067,249.59	13250518238

6	Tulangan ulir	kg	1927240.098	10,292.15	19835444177
7	Balok Girder I 30 m	buah	29	119,570,000	3467530000
8	Balok Girder I 35 m	buah	41	139,590,000	5723190000
9	Balok Girder I 40 m	buah	29	181,500,000	5263500000
				Σ	57428098683

Selisih antara biaya fly over eksisting dengan modifikasi adalah sebesar Rp. 8.408.724.901

BAB VIII

KESIMPULAN

8.1 Kesimpulan

Dari hasil perhitungan yang telah dilakukan, didapat desain modifikasi struktur flyover kertosono dengan panjang girder 45,6 m sebagai berikut :

- Desain modifikasi struktur bangunan atas adalah sebagai berikut :
 1. Tiang sandaran
 - Tulangan lentur : 4 Φ 12.
 - Tulangan geser : Φ 8 – 250.
 2. Pelat lantai kendaraan
 - Tebal pelat lantai : 300 mm
 - Tulangan lentur : D16 – 100.
 - Tulangan bagi : D13 – 150.
 3. Balok girder
 - Panjang total girder : 45,6 m
 - Panjang segmen : 9 m
 - Jumlah segmen : 5 buah
 - Tinggi girder : 2,3 m
 - Jarak antar girder : 2,3 m
 - Mutu : K - 800
 - Jenis girder : dapped end (produksi wika beton)
 4. Diafragma tumpuan
 - Tulangan lentur : 28 D13.
 - Tulangan geser : Φ 12 – 250.
 5. Diafragma lapangan
 - Tulangan lentur : 16 D13.
 - Tulangan geser : Φ 12 – 250.
 6. Expansion joint
 - Total deformasi : 11,23 mm
 - Tipe : asphaltic plug

7. Elastomer

Mutu pelat baja	F_y	= 240 MPa
Panjang elastomer	L	= 550 mm
Lebar elastomer	W	= 400 mm
Tebal elastomer	H	= 45 mm
Tebal cover atas	h_a	= 5 mm
Tebal cover bawah	h_b	= 5 mm
Tebal lapisan internal	h_{ri}	= 15 mm
Jumlah lapisan	n_p	= 2 buah
Tebal pelat baja	h_p	= 1,6 mm
Jumlah lapisan pelat baja	n	= 3 buah

- Desain modifikasi struktur bangunan bawah adalah sebagai berikut :

1. Stopper Abutment

Tulangan lentur : D22 – 100.

Tulangan bagi : D16 – 250.

Tulangan geser : $\Phi 12$ – 250.

2. Korbel abutment

Tulangan lentur : D22 – 250.

Tulangan bagi : D13 – 250.

Tulangan geser : $\Phi 12$ – 250.

3. Breast wall abutment

Tulangan lentur : D32 – 75.

Tulangan geser : D16 – 250.

4. Pilecap abutment

Tulangan lentur X (tarik) : D32 – 100.

Tulangan lentur Y (tarik) : D16 – 100.

Tulangan lentur X (tekan) : D16 – 100.

Tulangan lentur Y (tekan) : D16 – 100.

5. Pondasi abutment

Jenis : tiang bor D 1,2 m.

Tulangan lentur : 24 D25.

Tulangan geser : $\Phi 12$ – 250.

6. Stopper pilar

- Tulangan lentur : D29 – 125.
 - Tulangan bagi : D16 – 200.
 - Tulangan geser : D13 – 250.
 - 7. Pier head pilar
 - Tulangan lentur : D29 – 100.
 - Tulangan bagi : D19 – 200.
 - Tulangan geser : D13 – 250.
 - 8. Kolom pilar (3x2)
 - Tulangan lentur : 80 D32.
 - Tulangan geser : D16 – 200.
 - 9. Kolom pilar (2x2)
 - Tulangan lentur : 40 D32.
 - Tulangan geser : D16 – 200.
 - 10. Pilecap pilar
 - Tulangan lentur X (tarik) : D32 – 100.
 - Tulangan lentur Y (tarik) : D32 – 100.
 - Tulangan lentur X (tekan) : D16 – 100.
 - Tulangan lentur Y (tekan) : D16 – 100.
 - 11. Pondasi pilar
 - Jenis : tiang bor D 1,5 m.
 - Tulangan lentur : 24 D25.
 - Tulangan geser : Φ 12 – 250.
- Desain modifikasi struktur bangunan pelengkap adalah sebagai berikut :
 - 1. Pelat injak
 - Tulangan lentur : D19 – 100.
 - Tulangan bagi : D13 – 200.
 - 2. Wing wall
 - Tulangan lentur : D22 – 200.
 - Tulangan bagi : D13 – 250.
 - Metode pelaksanaan erection girder dilaksanakan menggunakan dua buah crawler crane dengan kapasitas

masing – masing 150 ton. Dengan waktu pelaksanaan erection satu buah balok girder sekitar 18 menit.

- Biaya struktur eksisting adalah Rp. 57.428.098.683, sedangkan biaya struktur setelah modifikasi desain adalah Rp. 49.019.373.782. Sehingga terdapat selisih antara biaya eksisting dan modifikasi sebesar Rp. 8.408.724.901.

DAFTAR PUSTAKA

- Febyanti, R. (2016). *Desain Ulang Jembatan THP Kenjeran Surabaya Dengan Menggunakan Balok I Girder Bentang 40m*. Surabaya: Institut Teknologi Sepuluh Nopember.
- Harianti, A. P. (2013). *Desain Pondasi Tahan Gempa*. Yogyakarta: ANDI Yogyakarta.
- Lin, T. Y., & N. H. Burns. (1996). *Desain Struktur Beton Prategang*. Berkeley: Erlangga.
- Nasional, B. S. (2004). *SNI T-12-2004 Perencanaan Struktur Beton Untuk Jembatan*. Jakarta: Badan Standarisasi Nasional.
- Nasional, B. S. (2005). *SNI T-02-2005 Pembebanan Untuk Jembatan*. Jakarta: Badan Standarisasi Nasional.
- Nasional, B. S. (2013). *RSNI 2833 : 2013 Standar Perencanaan Ketahanan Gempa Untuk Jembatan*. Jakarta: Badan Standarisasi Nasional.
- Sosrodarsono, I. S., & Kazuto Nakazawa. (2000). *Mekanika Tanah dan Teknik Pondasi*. Jakarta: Pt. Pertja.

“halaman ini sengaja di kosongkan”